



Hugo Manuel Ferreira dos Santos

Licenciado em Engenharia Civil

**Estudo Experimental do Efeito da
Geometria da Ancoragem no
Comportamento ao Arrancamento de
Varão em Betão**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Perfil de Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor Duarte Miguel Viúla Faria,
Doutor em Engenharia Civil

Co-Orientador: Doutor António Manuel Pinho Ramos,
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Arguente: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio

Vogal: Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio 2015

“Copyright” Hugo Manuel Ferreira dos Santos,

Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À minha namorada
Aos meus Pais à minha Irmã

Agradecimentos

A concretização desta dissertação não teria sido possível sem a contribuição de várias pessoas, às quais devo-lhes os mais sinceros agradecimentos:

Em primeiro lugar, quero agradecer às duas pessoas que mais contribuíram para a realização desta dissertação, o Professor Doutor Duarte Miguel Viúla Faria, meu orientador científico e o Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos. Pelo constante acompanhamento, dedicação, amizade demonstrada e acima de tudo pelos conhecimentos partilhados, desde já expresso a minha profunda gratidão.

A todo o pessoal do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa em especial ao Eng.º Micael Inácio, Eng.º Dinarte Gouveia e Eng.º Hugo Fernandes, por terem criado as condições que tornaram possível o desenvolvimento desta dissertação.

Ao pessoal técnico do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Sr. José Gaspar e Sr. Jorge Silvério, pelo empenho e dedicação prestada na realização dos trabalhos experimentais.

Ao Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil, do Instituto Superior Técnico pela disponibilização do equipamento para a realização dos ensaios de tração do aço.

A todos os amigos e colegas de trabalho, em especial ao Hugo Macatrão, Miguel Aveiro, João Rocha Lourenço, Rui Tomás, Daniel Tomás que de uma forma ou de outra me apoiaram e me incentivaram na realização desta dissertação.

À Cátia Viveiros e Ana Catarina Inácio pela ajuda prestada na revisão do texto e pelo constante incentivo.

Para finalizar, quero expressar o meu sincero agradecimento à minha família, em particular aos meus pais, minha irmã e ao meu afilhado João Henrique Rocha Lourenço, pela compreensão e todo o apoio prestado e pela minha ausência por vezes em momentos menos salutareis.

Resumo

O presente estudo experimental pretende avaliar o comportamento da aderência entre varões em aço nervurado e o betão, a influência da geometria, do estado de fendilhação do betão e da presença de um varão transversal na zona de ancoragem, no comportamento desta.

O bom desempenho das estruturas de betão armado depende da sua ligação e aderência entre os diferentes materiais utilizados na sua conceção, aço e betão.

Foi com esse pressuposto que a presente dissertação avançou, de forma a serem estudadas as diversas geometrias e condições a que podem estar sujeitas as ancoragens. Para isso, foram elaborados e ensaiados dezasseis modelos de ancoragem: seis modelos em betão fendilhado e dez modelos em betão não fendilhado.

Do estudo experimental desenvolvido, os resultados obtidos em betão não fendilhado dos ensaios de arrancamento “*Pull-Out*” são comparados com as recomendações NP EN 1992-1-1 [27], *fib* Model Code 2010 [14] e o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4]. No presente estudo experimental também foi analisado o efeito da fendilhação do betão, permitindo assim compreender melhor o funcionamento e a resistência de uma ancoragem sujeita a essa situação. O efeito da presença de um varão transversal aplicado na zona do mandril foi também estudado.

Palavras-chave:

Ancoragem; Aderência aço *versus* betão; Betão fendilhado; Geometria de ancoragem; Ensaios de arrancamento; Análise experimental.

Abstract

This experimental study aims to assess the behavior of bond between ribbed reinforcing bars and concrete, studying influence of the anchoring geometry, the cracking of concrete as well as the influence of the introduction of a cross reinforcement in the head area anchoring.

The good performance of concrete structures depends on the connection and adhesion between the different materials used in its design, steel and concrete.

This is where the assumptions that this thesis has had in order to be studied various geometries and conditions which the rebars be subject. For this it was developed and tested sixteen specimens, six specimens in cracked concrete and ten specimens in uncracked concrete.

The experimental study, the results obtained in non-cracked concrete of pullout tests are compared with the recommendations NP EN 1992-1-1 [28], *fib* Model Code 2010 [15] and the ACI Structural Concrete Building Code 318-11 [4]. It was studied the effect of the cracking of concrete and also the presence of transversal rebars, had on the anchorage behaviour.

Keywords: Anchoring; Bond stress and concrete; Cracked Concrete; Anchor geometry; Pull-Out tests; Experimental analysis.

Índice de Matérias

COPYRIGHT	I
AGRADECIMENTOS.....	V
RESUMO	VII
ABSTRACT.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	XXI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XXIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	XXVII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Aspetos Gerais	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização da Dissertação	4
2 ESTADO DO CONHECIMENTO	7
2.1 Introdução	7
2.2 Fatores que Influenciam as Tensões de Aderência	7
2.3 Fatores que Influenciam o Comportamento da Aderência.....	8
2.4 Mecanismos de Aderência	9
2.4.1 Aderência química ou adesão.....	9
2.4.2 Aderência por atrito.....	10
2.4.3 Aderência mecânica	11
2.5 Mobilização da Tensão de Aderência	13
2.6 Tipo de Ensaio para a Determinação da Resistência por Aderência	16

2.6.1	Ensaio de arrancamento “ <i>Pull-Out</i> ”	16
2.6.2	Ensaio de viga <i>Beam Test</i>	17
2.7	Enquadramento em Estudos Experimentais	18
2.7.1	John Minor e James O. Jirsa – 1975 [33]	18
2.7.2	Robert L. Pinc, Michael D. Watkins, James O. Jirsa – 1977 [38]	20
2.7.3	Rolph Eligehausen, Egor P. Povov, Vitelmo V. Bertero – 1983 [10]	22
2.7.4	Homayoun H. Abrishami e Denis Mitchell – 1992 [2]	23
2.7.5	Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen – 1995 [16]	25
2.7.6	M.H. Harajli, M. Hout e W. Jalkh – 1995 [19]	28
2.7.7	Agnieszka Bigaj – 1995 [6]	29
2.7.8	Charles K. Kankam – 1997 [28]	31
2.7.9	Osamu Joh e Yasuaki Goto – 2000 [35]	32
2.7.10	R. M. Fernandes – 2000 [15]	34
2.7.11	S. P. Tastani – 2002 [42]	35
2.7.12	H. R. Hamilton III – 2008 [18]	37
2.7.13	Hiroshi Shima e Satoru Fukuju – 2008 [40]	38
2.7.14	Young Hye Kim – 2009 [29]	40
2.7.15	Sílvia Louro – 2011 [32]	41
2.7.16	W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann – 2012 [5]	44
2.7.17	Nichole Podhorsky e Lesley Sneed – 2012 [36]	48
2.7.18	Ricardo Santos – 2012 [39]	51
2.8	Regulamentos e Códigos	52
2.8.1	Eurocódigo NP EN 1992 1-1 [27]	52
2.8.2	fib Model Code 2010 [14]	58
2.8.3	Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4]	64
2.9	Modelo Teórico Aderência-Deslizamento Segundo fib Model Code 2010 [14]	66
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	69
3.1	Introdução	69
3.2	Descrição dos Modelos	70
3.3	Caracterização dos Materiais	78
3.3.1	Betão	78
3.3.1.1	Betão pronto	78
3.3.1.2	Betão produzido no laboratório	80
3.3.2	Aço varão da ancoragem	82

3.3.3	Aço varão roscado.....	84
3.4	Instrumentação dos Ensaios	86
3.5	Execução dos Ensaios	92
3.5.1	Modelos fendilhados	95
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	97
4.1	Introdução	97
4.2	Apresentação de Resultados.....	97
4.3	Determinação da Tensão de Aderência.....	99
4.3.1	Cálculo da tensão teórica segundo Eurocódigo NP EN 1992 1-1 [27]	100
4.3.1.1	Cálculo da tensão teórica com a utilização do f_{ctm} , sp segundo EC2 [27].....	100
4.3.1.2	Cálculo da tensão teórica com a utilização do f_{cm} , segundo EC2 [27]	104
4.3.2	Cálculo da tensão teórica fib Model Code 2010 [14].....	107
4.3.3	Cálculo da tensão teórica ACI 318-11 [4].....	111
4.3.4	Comportamento das ancoragens em betão não fendilhado	116
4.3.5	Análise da abertura de fenda no comportamento da ancoragem.....	121
4.3.5.1	Análise da abertura de fenda 0.05 mm	123
4.3.5.2	Análise da abertura de fenda 0.10 mm	126
4.3.5.3	Análise da abertura de fenda 0.15 mm	129
4.3.5.4	Análise da abertura de fenda 0.20 mm	131
4.3.5.5	Análise da abertura de fenda 0.25 mm	132
4.3.5.6	Análise da abertura de fenda 0.35 mm	133
4.3.5.7	Análise da abertura de fenda 0.40 mm.	134
4.3.6	Análise do efeito da abertura de fendas em cada modelo de ancoragem	135
4.3.6.1	Modelo L_C.....	135
4.3.6.2	Modelo Ma_C.....	137
4.3.6.3	Modelo L_S.....	138
4.3.6.4	Modelo Ma_S.....	139
4.3.6.5	Modelo 84_L	140
4.3.6.6	Modelo 30_L	142
4.4	Análise da Evolução das Extensões no Varão Transversal.....	143
4.4.1	Betão não fendilhado.....	143
4.4.2	Betão fendilhado	144
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO	147
5.1	Conclusões	147

5.2	Sugestões para Desenvolvimento Futuro	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		151
A	FORMULAÇÃO DO BETÃO	157
B	CERTIFICADO DE INSPEÇÃO DO AÇO.....	161

Índice de Figuras

Figura 2.1: Aderência química ou adesão	10
Figura 2.2: Aderência por atrito	11
Figura 2.3: Aderência mecânica.....	11
Figura 2.4: Explicação das designações num varão nervurado - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]	12
Figura 2.5: Explicação de áreas possíveis de rotura das cunhas de betão entre nervuras - Leonhardt, F. e Monnig, E [30].....	12
Figura 2.6: Fissuração por tração (sem escala) - Leonhardt, F. e Monnig, E [30].....	14
Figura 2.7: Fissuração estabilizada - Leonhardt, F. e Monnig, E [30].....	15
Figura 2.8: Microfissuras entre fissuras principais, num varão nervurado embebido em betão sob tração centrada - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]	16
Figura 2.9: Esquema do ensaio de “Pull-Out” - BS EN 10080:2005 [7]	17
Figura 2.10: Esquema do ensaio de “Beam Test” - BS EN 10080:2005 [7]	18
Figura 2.11: Modelo dos provetes - John Minor e James O. [33].....	19
Figura 2.12: Modelo dos provetes - Robert L. Pinc, Michael D. Watkins, James O. Jirsa [38]	20
Figura 2.13: Modelo de ensaio utilizado - Rolph Eligehausen, Egor P. Povov, Vitelmo V. Bertero [10].....	22
Figura 2.14: Modelo de ensaio proposto por - Homayoun H. Abrishami e Denis Mitchell [2]..	24
Figura 2.15: Rotura pelo aço - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16].....	26
Figura 2.16: Rotura por arrancamento do varão - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]	26

Figura 2.17: Rotura por formação de cone - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]	26
Figura 2.18: Rotura por separação do betão - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]	27
Figura 2.19: Modelo de ensaio e dados utilizados - M.H. Harajli, M.Hout e W. Jalkh [19]	29
Figura 2.20: Esquema de ensaio - Agnieszka Bigaj [6]	30
Figura 2.21: Modelo de ensaio - Charles K. Kankam [28]	31
Figura 2.22: Modelo de ligação exterior pilar - viga - Osamu Joh e Yasuaki Goto [35]	33
Figura 2.23: Modelo de rotura “ <i>raking-out</i> ” - Osamu Joh e Yasuaki Goto [35]	34
Figura 2.24: Modelo do ensaio DTP-BT - S. P. Tastani [42]	36
Figura 2.25: Modelo das ancoragens utilizados, a) não confinado, b) confinado com estribos, c) ancoragem em cotovelo com encamisamento, d) ancoragem em gancho com encamisamento - H. R. Hamilton III [18]	37
Figura 2.26: Modelo da ancoragem a) reto; b) cotovelo; c) gancho - Hiroshi Shima e Satoru Fukuju [40]	39
Figura 2.27: Modelo de arrancamento a) 8 mm; b) 10 mm; c) 12 mm; d) 16 mm segundo a EN10080 [7] - Sílvia Louro [32]	41
Figura 2.28: Modelo de ensaios de arrancamento com ancoragem só com gancho para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]	42
Figura 2.29: Modelos de ensaios de arrancamento com ancoragem sem gancho para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]	42
Figura 2.30: Modelo de ensaios de arrancamento com ancoragem completa com gancho para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]	43
Figura 2.31: Modelos de ensaios de arrancamento com ancoragem segundo o CEB-217 [9] para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]	43

Figura 2.32: Varões com cabeça soldada “headed studs” - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]	45
Figura 2.33: Esquema estribos junto à chapa - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]	45
Figura 2.34: Modelo teórico com recurso a molas de uma ancoragem com uma parte reta - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]	45
Figura 2.35: Modelo de ensaio com recurso a dois varões - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]	48
Figura 2.36: Modelo de ancoragem singulares com a geometria de gancho em polegadas: a) vista lateral; b) vista superior - Nichole Podhorsky e Lesley Sneed [36]	49
Figura 2.37: Modelo de ancoragem singulares com a geometria de cotovelo em polegadas: a) vista lateral; b) vista superior - Nichole Podhorsky e Lesley Sneed [36]	50
Figura 2.38: Modelo de ancoragem múltiplas com a geometria de cotovelo em polegadas - Nichole Podhorsky e Lesley Sneed [36]	50
Figura 2.39: Tipos de amarração para além da de prolongamento reto - NP EN 1992-1-1 [27]	53
Figura 2.40: Representação de condições de aderência - NP EN 1992-1-1 [27]	55
Figura 2.41: Valores c_d para vigas e lajes - NP EN 1992-1-1 [27]	56
Figura 2.42: Valores de K para vigas e lajes - NP EN 1992-1-1 [27]	58
Figura 2.43: Tipos de amarração para além do prolongamento reto - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	58
Figura 2.44: Classificação das zonas de ligação das ancoragens - <i>fib</i> Model Code 2010 [14] ...	60
Figura 2.45: Notação para espaçamentos de varões e recobrimentos, para ganchos e ganchos retos - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	63
Figura 2.46: Condição para que a capacidade de rendimento total da ancoragem é desenvolvida na cabeça - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	64
Figura 2.47: Detalhes do cotovelo e gancho - ACI 318-11 [4]	65
Figura 2.48: Relação tensão de aderência - deslizamento - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	66

Figura 3.1: Aspeto geral das lajes - início da betonagem.....	70
Figura 3.2: Vista geral da laje preparada para ser fendilhada	70
Figura 3.3: Diâmetro do mandril e comprimentos retos adotados	71
Figura 3.4: Modelo ancoragem em cotovelo.....	71
Figura 3.5: Modelo de ancoragem em gancho	72
Figura 3.6: Modelo de ancoragem em gancho com varão transversal (Ma_C e Ma_C_F).....	72
Figura 3.7: Modelo de ancoragem em cotovelo com varão transversal (L_C e L_C_F)	73
Figura 3.8: Modelo de ancoragem em gancho (Ma_S e Ma_S_F).....	73
Figura 3.9: Modelo de ancoragem em cotovelo (L_S e L_S_F)	74
Figura 3.10: Modelo de ancoragem em varão reto 84 mm (84_L e 84_F).....	74
Figura 3.11: Modelo de ancoragem em varão reto 30 mm (30_L; 30_F; 30 e 30_conf)	75
Figura 3.12: Modelo de ancoragem em varão reto 30 mm com encamisamento (30_enc e 30_conf_enc).....	76
Figura 3.13: Moldes dos provetes cúbicos e cilíndricos.....	79
Figura 3.14: Provetes cúbicos, provetes cilíndricos	79
Figura 3.15: Ensaio à compressão de provetes cúbicos	79
Figura 3.16: Ensaio à tração por compressão diametral de provetes cilíndricos.....	79
Figura 3.17: Betoneira modelo Mammut	81
Figura 3.18: Vibrador elétrico	81
Figura 3.19: Evolução da força - extensão, do varão das ancoragens ϕ 8 e do varão transversal ϕ 8	83
Figura 3.20: Ensaio de tração do varão ϕ 8.	84
Figura 3.21: Rotura por tração varão ϕ 8.....	84
Figura 3.22: Geometria dos varões roscados.....	84
Figura 3.23: Evolução da força - extensão, do varão roscado.....	85
Figura 3.24: Ensaio de tração do varão roscado M10	86

Figura 3.25: Rotura por tração do varão roscado M10	86
Figura 3.26: Célula de carga TML do tipo CLC-50KNA	87
Figura 3.27: Localização em alçado da célula de carga CLC-50KNA	87
Figura 3.28: Célula de carga TML do tipo CLC-200KNA	88
Figura 3.29: Localização em planta das células de carga CLC-200KNA	88
Figura 3.30: Defletómetro TML do tipo CDP-100	89
Figura 3.31: Base magnética de fixação	89
Figura 3.32: Localização em alçado dos defletómetros	89
Figura 3.33: Localização em planta dos defletómetros.....	90
Figura 3.34: Localização dos extensómetros na ancoragem L, Ma e 84.....	90
Figura 3.35: Localização dos extensómetros na armadura transversal	91
Figura 3.36: Vista geral da armadura transversal instrumentada	91
Figura 3.37: Extensómetros colados no varão.	92
Figura 3.38: Data Logger Spider 8.....	92
Figura 3.39:Ligação dos Data Logger Spider 8 ao computador	92
Figura 3.40: Bomba hidráulica manual ENERPAC P802 MÁX 10 00 PSI / 700 BAR	94
Figura 3.41: Macaco hidráulico furado ENERPAC 12 toneladas.....	94
Figura 3.42: Ilustração ensaio “Pull-Out” com carga não confinada.....	94
Figura 3.43: Ilustração ensaio “Pull-Out” com carga confinada.....	94
Figura 3.44: Macaco hidráulico furado ENERPAC 20 toneladas.....	95
Figura 3.45: Grupo hidráulico WALTER+BAI AG NSPA 700/DIG 200	95
Figura 3.46: Vista geral do pórtico utilizado na fendilhação da laje.....	95
Figura 4.1: Rotura por arrancamento do varão, série L_S	98
Figura 4.2: Rotura por cedência do varão, série Ma_C.....	98
Figura 4.3: Corte de um modelo de ensaio da série L_S.....	99
Figura 4.4: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem	102

Figura 4.5: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem	105
Figura 4.6: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem	109
Figura 4.7: Detalhes do cotovelo e gancho ACI318 [4]	112
Figura 4.8: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem	113

Índice de Gráficos

Gráfico 4.1: Força - Deslizamento das diversas séries ancoragem em betão não fendilhados .	116
Gráfico 4.2: Força - Deslizamento dos diversos modelos ancoragem em betão não fendilhados	116
Gráfico 4.3: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média L_C	120
Gráfico 4.4: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média L_S	120
Gráfico 4.5: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média Ma_C	120
Gráfico 4.6: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média Ma_S.....	120
Gráfico 4.7: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 84_L.....	120
Gráfico 4.8: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_L.....	120
Gráfico 4.9: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30	121
Gráfico 4.10: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_conf.....	121
Gráfico 4.11: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_enc.....	121
Gráfico 4.12: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_conf_enc.....	121
Gráfico 4.13: Linha de tendência com o aumento da fendilhação	122
Gráfico 4.14: Linha de tendência com o aumento da fendilhação.	122
Gráfico 4.15: Não fendilhado - fenda 0.05 mm	123
Gráfico 4.16: Não fendilhado - fenda 0.10 mm	126
Gráfico 4.17: Não fendilhado - fenda 0.15 mm	129
Gráfico 4.18: Não fendilhado - fenda 0.20 mm	131
Gráfico 4.19: Não fendilhado - fenda 0.25 mm	132
Gráfico 4.20: Não fendilhado - fenda 0.35mm	133
Gráfico 4.21: Não fendilhado - fenda 0.40 mm	134

Gráfico 4.22: Efeito da fendilhação na solução L_C	136
Gráfico 4.23: Efeito da fendilhação na solução Ma_C.....	137
Gráfico 4.24: Efeito da fendilhação na solução L_S.....	138
Gráfico 4.25: Efeito da fendilhação na solução Ma_S	140
Gráfico 4.26: Efeito da fendilhação na solução 84_L	141
Gráfico 4.27: Efeito da fendilhação na solução 30_L	142
Gráfico 4.28: Carga - extensão na solução L_C.....	143
Gráfico 4.29: Carga - extensão na solução Ma_C.....	144
Gráfico 4.30: Carga - extensão fendilhada modelo L_C_F.....	145
Gráfico 4.31: Carga - extensão fendilhada modelo Ma_C_F.....	145

Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Principais diferenças entre o método - ACI 349-85 e CCD [16]	26
Tabela 2.2: Diâmetro mínimo do mandril a fim de evitar danificar a armadura - NP EN 1992-1-1 [27]	52
Tabela 2.3: Valores dos coeficientes ($\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ e α_5) - NP EN 1992-1-1 [27]	57
Tabela 2.4: Fator de comprimento de ligação para ancoragens - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	61
Tabela 2.5: Parâmetros para definição da curva teórica para rotura tipo “ <i>Pull-Out</i> ” varões nervurados da Figura 2.48 - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	67
Tabela 2.6: Parâmetros para definição da curva teórica para rotura tipo “ <i>Splitting</i> ” para varões nervurados da Figura 2.48 - <i>fib</i> Model Code 2010 [14]	68
Tabela 3.1: Designação e características dos modelos	77
Tabela 3.2: Propriedades mecânicas do betão pronto.	80
Tabela 3.3: Propriedades mecânicas do betão produzido no laboratório	82
Tabela 3.4: Propriedades mecânicas da armadura das ancoragens.	82
Tabela 3.5: Propriedades mecânicas do varão roscado	85
Tabela 3.6: Força de tração e abertura máxima de fenda	96
Tabela 4.1: Cálculo da tensão de aderência segundo EC2 [27]	101
Tabela 4.2: Valores teóricos de tensão e de força de arrancamento segundo o EC2 [27]	102
Tabela 4.3: Valores teóricos força EC2 [27] - série 30	103
Tabela 4.4: Valores teóricos força EC2 [27] - série 84_L	103
Tabela 4.5: Valores teóricos força EC2 [27] - série L_S	104
Tabela 4.6: Valores teóricos força EC2 [27] - série Ma_S	104

Tabela 4.7: Cálculo de tensão de aderência segundo EC2 [27].....	104
Tabela 4.8: Valores teóricos de tensão e de força de arrancamento segundo o EC2 [27].....	106
Tabela 4.9: Valores teóricos força EC2 [27] - série 30	106
Tabela 4.10: Valores teóricos força EC2 [27] - série 84_L.....	107
Tabela 4.11: Valores teóricos força EC2 [27] - série L_S	107
Tabela 4.12: Valores teóricos força EC2 [27] - série Ma_S.....	107
Tabela 4.13: Cálculo da tensão de aderência segundo MC2010 [14]	108
Tabela 4.14: Valores teóricos de tensão e de força de arrancamento segundo o MC2010 [14]	110
Tabela 4.15: Valores teóricos força MC2010 [14] - série 30	110
Tabela 4.16: Valores teóricos força MC2010 [14] - série 84	110
Tabela 4.17: Valores teóricos força MC2010 [14] - série L_S	111
Tabela 4.18: Valores teóricos força MC2010 [14] - série Ma_S.....	111
Tabela 4.19: Medidas standard de varão nervurado e respetivas correspondências.....	112
Tabela 4.20: Valores teóricos de tensão e de força segundo o ACI318 [4].....	114
Tabela 4.21: Valores teóricos força ACI318 [4] - séries 30	114
Tabela 4.22: Valores teóricos força ACI318 [4] - série com embebedimento 84 mm.....	115
Tabela 4.23: Valores teóricos força ACI318 [4] - série L_S.....	115
Tabela 4.24: Valores teóricos ACI318 [4] - série Ma_S.....	115
Tabela 4.25: Força - deslizamento nas séries Ma_C e Ma_S.....	117
Tabela 4.26: Força - deslizamento nas séries L_C e L_S.....	117
Tabela 4.27: Força - deslizamento nas séries 30 e 30_L	118
Tabela 4.28: Força - deslizamento nas séries 30_conf e 30	118
Tabela 4.29: Força - deslizamento nas séries 30_enc e 30.....	119
Tabela 4.30: Força - deslizamento nas séries 30_conf_enc e 30.....	119
Tabela 4.31: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.05 mm.....	124

Tabela 4.32: Força - deslizamento para série Ma_S comparado Ma_S_F para abertura de fenda 0.05 mm	124
Tabela 4.33: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F para abertura de fenda 0.05 mm	125
Tabela 4.34: Força - deslizamento para série L_S comparado L_S_F para abertura de fenda 0.05 mm	125
Tabela 4.35: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F para abertura de fenda 0.05 mm	126
Tabela 4.36: Força - deslizamento para série Ma_S comparado Ma_S_F para abertura de fenda 0.10 mm	127
Tabela 4.37: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F para abertura de fenda 0.10 mm	127
Tabela 4.38: Força - deslizamento para série L_S comparado L_S_F para abertura de fenda 0.10 mm.	128
Tabela 4.39: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F para abertura de fenda 0.10 mm	128
Tabela 4.40: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F para abertura de fenda 0.10 mm	129
Tabela 4.41: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.15 mm	130
Tabela 4.42: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F para abertura de fenda 0.15 mm	130
Tabela 4.43: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F para abertura de fenda 0.15 mm	131
Tabela 4.44: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F para abertura de fenda 0.20 mm	132

Tabela 4.45: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.25 mm.....	133
Tabela 4.46: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F para abertura de fenda 0.35 mm.....	134
Tabela 4.47: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.40 mm.....	135
Tabela 4.48: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F abertura de fenda	136
Tabela 4.49: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F abertura de fenda...	138
Tabela 4.50: Força - deslizamento para série L_S comparado L_S_F abertura de fenda	139
Tabela 4.51: Força - deslizamento para série Ma_S comparado Ma_S_F abertura de fenda....	140
Tabela 4.52: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F abertura de fenda	141
Tabela 4.53: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F abertura de fenda	142

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

Abreviaturas e Siglas

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
CBR	Betão de Resistência Normal
CCD	Concrete Capacity Design
CEB	Comité Euro-International du Béton
DTP-BT	Direct Tension Pull-Out Bond Test
EC2	Eurocódigo 2
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
fib	Fédération Internationale du Béton
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer
HSC	High Strength Concrete
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
MC2010	Model Code 2010
NSC	Normal Strength Concrete
SRC	Steel Reinforced Concrete
UNL	Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

Minúsculas

a	altura da nervura do varão de aço
a_m	altura média das nervuras do varão de aço
c	distância entre nervuras do varão de aço
c_m	distância média entre nervuras de um varão de aço
c_{min}	recobrimento mínimo
d	diâmetro do varão
d_b	diâmetro do varão
d_s	diâmetro do varão
f_b	tensão de aderência
f_{bd}	tensão de aderência de dimensionamento
f_c	tensão de rotura do betão à compressão
f_c''	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos ϕ 150 mm x 300 mm
f_{ccm}	tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos 150 mm x 150 mm x 150 mm
f_{cm}	tensão média de rotura do betão à compressão em provetes
f_{ck}	tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos cilíndricos ϕ 150 mm x 300 mm
f_R	relação entre altura e a distância entre nervuras
f_R^*	superfície relativa do varão
f_{cta}	tensão de dimensionamento do betão à compressão em provetes cilíndricos ϕ 150 mm x 300 mm

f_{ctm}	tensão média de rotura do betão à tração simples
$f_{ctm,sp}$	tensão média de rotura do betão à tração simples por compressão diametral de provetes cilíndricos ϕ 150 mm x 300 mm
$f_{ctk,0,05}$	valor característico de rotura do betão à tração simples no quantilho de 5%
f_u	tensão de tração última
f_y	tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yd}	tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
l	comprimento embebido do varão no betão
l_{dh}	comprimento da ancoragem
l_b	comprimento de amarração
l_{bd}	comprimento de amarração de dimensionamento
$l_{b,min}$	comprimento de amarração mínimo se não existir nenhuma outra limitação
$l_{b,rqd}$	comprimento de amarração requerido
u	tensão de aderência entre o aço e o betão

Maiúsculas

$A_{s,cal}$	área de cálculo da armadura
A_s	área da secção transversal do varão
$A_{s,ef}$	área efetiva da armadura
D	diâmetro do varão
E_c	módulo de elasticidade de betão,
E_G	módulo e elasticidade
F_a	força de tração

$F_{p0.2}$	força limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço
F_M	distância entre nervuras
F_R	área de contacto lateral das nervuras sobre o betão
F_{sy}	força de cedência do aço
F_{su}	força de rotura à tração do aço
F_t	força de tração aplicada no varão
F_u	força última à tração do aço
L_b	comprimento do varão embebido
L_{dh}	distância entre a extremidade da viga ao centro da cauda
L_{dv}	distância entre a extremidade da cauda até ao centro horizontal do varão
N_h	carga aplicada
P_b	tensão no varão na parte inferior do varão
P_c	tensão no varão na parte superior do varão
P_t	pressão transversal exercida no varão
R	resistência da ancoragem
R_{b1}	resistência química ou adesão da ancoragem
R_{b2}	resistência por atrito da ancoragem
R_{b3}	resistência mecânica da ancoragem
S_f	afastamento entre fissuras
S_r	distância entre a fissuração
$S_{r,min}$	distância mínima entre fissuração
S_u	deslizamento último
S_0	seção transversal do varão

- S_1 valor de deslizamento no primeiro troço
- S_2 valor de deslizamento onde é atingido a τ_{max}
- S_3 valor de deslizamento onde é atingido τ_f

Gregas

- Δ deslizamento do varão
- δ_h deslizamento do varão medido no início do mandril
- δ_{hv} deslizamento do varão medido no início do ensaio até à rotura da ancoragem
- η_1 Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem
- η_2 relacionado com o diâmetro do varão
- τ_b tensão de aderência do betão
- σ_t tensão do betão à tração
- σ_b tensão no betão
- σ_{ct} tensão no betão
- τ_f tensão residual de aderência
- τ_{max} tensão máxima de aderência
- σ_{st} tensão instalada no varão de aço
- \emptyset diâmetro do varão
- $\phi_{m,mim}$ diâmetro mínimo do mandril
- ϕ_t diâmetro do varão transversal

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Aspetos Gerais

Atualmente, com o crescente avanço das técnicas de construção e dos conhecimentos científicos ligados à engenharia, têm sido projetadas estruturas cada vez mais arrojadas.

Para isso, e de forma a manter o mesmo nível de segurança, é preciso conhecer de uma forma exaustiva o comportamento dos materiais, que no caso é o betão armado, sendo de grande complexidade, pois, mesmo em serviço, as estruturas de betão armado apresentam uma não linearidade física. As propriedades do betão armado devem-se essencialmente à ligação que existe entre o aço e o betão, denominando-se esta de aderência.

O desenvolvimento da análise não linear de modelos, monotónicos e cíclicos, para estruturas de betão armado, tornou-se numa questão fundamental, tanto para a definição de projetos sísmicos, como para a avaliação sísmica de edifícios mais antigos (*Verderame Carlo [44]*). A ligação aço - betão é um mecanismo fortemente afetado pelas cargas cíclicas. A falha deste mecanismo implica deslizamento dos varões de aço no interior dos elementos em betão armado, afetando o comportamento estrutural dos mesmos.

Em geral, quando é feita a análise de estruturas de betão armado assume-se uma aderência perfeita entre o aço e o betão, implicando total compatibilidade de deformações entre os dois materiais, o que é válido apenas nos estados iniciais de carregamento e para valores de tensão pouco significativos. Para valores significativos de carregamento e com formação de fissuras, a aderência aço - betão sofre uma degradação dando origem a deslizamentos relativos entre a armadura e o betão envolvente. A este fenómeno dá-se o nome de deslizamento das armaduras (*Melo [34]*).

É a aderência entre os dois materiais que faz com que o aço e betão trabalhem em conjunto. Ocorrendo o fenómeno de deslizamento há uma diminuição na capacidade de dissipação de energia da estrutura, sob a influência de cargas cíclicas, originando danos graves e irreversíveis nas estruturas, podendo até em certos casos levar ao colapso e consequentemente à colocação de vidas humanas em risco (*França [11]; Melo [34]*).

A contribuição da aderência em elementos de betão armado garante às estruturas a capacidade de utilização, controlando a abertura e distribuição das fissuras, favorecendo o controlo de deslizamentos e evitando roturas localizadas (*Fernandes[15]*).

No estudo da aderência entre o betão e o aço deve-se ter em consideração dois problemas distintos: o problema de amarração das armaduras e o problema da fissuração das peças de betão. Na amarração, o ponto fundamental é determinar o comprimento necessário para que haja transferência dos esforços da armadura para o betão, mantendo-se a integridade do betão na região da amarração, a resistência e a rigidez da ligação aos esforços para os quais foi calculado no trecho em que está integralmente amarrado, a resistência do varão ao longo da restante peça de betão onde a força de amarração foi suprimida. Quando há fissuração das peças de betão armado o objetivo é controlar a aberturas das fissuras abaixo de limites aceitáveis e regulamentares (*Fernandes [15]*).

Segundo Varum [43], as fracas condições de aderência aço - betão e a pormenorização desajustada das ancoragens são algumas das causas mais frequentes de danos e colapso de edifícios de betão armado, sujeitos à ação sísmica, como observado em muitas das estruturas em betão armado.

1.2 Objetivos

O trabalho apresentado tem como principal objetivo estudar diversas formas de ancoragem de armaduras nervuradas em betão, com fracas características mecânicas.

Os elementos em estudo cumprem a legislação atual e a prática corrente para recriar as condições que se praticam na atualidade, nas estruturas de betão armado. Pretende-se assim, estudar a eficácia de cada um dos tipos de ancoragem.

Para se analisar as diferentes geometrias de ancoragem e por consequência a sua aderência, serão realizados vários ensaios de arrancamento, “*Pull – Out*”. Desta forma, estabelecem-se assim, os seguintes objetivos:

- Reunir informação a partir de bibliografia existente no que diz respeito à caracterização dos diversos tipos de geometrias de ancoragem e consequentemente a sua aderência aço - betão;
- Elaborar seis séries de ensaios de referência para efeitos de comparação. Em todos estes ensaios os varões serão de 8 mm de diâmetro: (1) varão reto embebido no betão 60 mm sendo aplicado no varão nos primeiros 30 mm de embebimento um encamisamento; (2) varão reto embebido 30 mm; (3) varão reto embebido no betão 60 mm sendo aplicado no varão nos primeiros 30 mm de embebimento um encamisamento com carga confinada; (4) varão reto com carga confinada embebido 30 mm; (5) varão reto em betão fendilhado embebido 30 mm; (6) varão reto em betão fendilhado embebido 84 mm. Para cada série de ensaio foram ensaiados cinco provetes;
- Elaborar quatro séries ensaios de varão em gancho. Em todos estes ensaios os varões serão de 8 mm de diâmetro: (1) gancho embebido 100 mm em betão não fendilhado; (2) gancho embebido 100 mm em betão fendilhado; (3) gancho com varão transversal embebido 100 mm em betão fendilhado; (4) gancho com varão transversal embebido 100 mm em betão não fendilhado. Para cada série de ensaio foram ensaiados cinco provetes;
- Elaborar quatro séries ensaios de varão em cotovelo. Em todos estes ensaios os varões serão de 8 mm de diâmetro: (1) cotovelo embebido 100 mm em betão não fendilhado; (2) cotovelo embebido 100 mm em betão fendilhado; (3) cotovelo com varão transversal embebido 100 mm em betão fendilhado; (4) cotovelo com varão transversal embebido 100 mm em betão não fendilhado. Para cada série de ensaio foram ensaiados cinco provetes;
- Ensaiar as dezasseis séries de ancoragens recorrendo a ensaios de arrancamento, denominados ensaios “*Pull-Out*”;
- Comparar os resultados obtidos experimentalmente com os preconizados na NP EN 1992-1-1 [27], *fib* Model Code 2010 [14] e o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4];

- Comparar os resultados obtidos experimentalmente entre ancoragens embebidas em betão fendilhado e betão não fendilhado, assim como o contributo do varão transversal na evolução do comportamento das ancoragens, em betão fendilhado e betão não fendilhado.

1.3 Organização da Dissertação

Em seguida, apresenta-se a organização da presente dissertação, que é constituída por cinco capítulos, incluindo o capítulo introdutório. São também apresentados dois apêndices, com informações relativas às características do betão e às características do aço utilizado na execução dos provetes.

Capítulo 1

O primeiro capítulo pretende situar o leitor, contextualmente, no estudo que será desenvolvido na presente dissertação. Deste modo, é realizada uma breve introdução à necessidade do conhecimento dos efeitos das ancoragens e apresentados os objetivos, bem como a organização da dissertação.

Capítulo 2

No segundo capítulo é apresentado o estado do conhecimento atual do problema sobre a aderência do aço - betão e da influência das diferentes geometrias de ancoragem, bem como o seu comportamento. De forma resumida, são descritos e analisados trabalhos experimentais realizados por alguns investigadores, com o objetivo de estudar as geometrias de ancoragem e os seus comportamentos, como é o caso do estudo dos varões retos. Em alguns dos autores referenciados são apresentados os modelos de expressão de cálculo desenvolvidos, para ter em consideração nas diferentes geometrias de ancoragem na sua resistência, bem como as metodologias de cálculo segundo NP EN 1992-1-1 [27], *fib* Model Code 2010 [14] e o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4]. Por fim, são expostas as equações para a obtenção do modelo teórico tensão aderência - deslizamento, segundo *fib* Model Code 2010 [14].

Capítulo 3

No terceiro capítulo é descrito a investigação experimental relativa aos ensaios das ancoragens, apresentando-se as características dos vários modelos executados, nomeadamente, descrição e forma dos modelos, características dos materiais, instrumentação dos ensaios e descrição da execução dos mesmos.

Capítulo 4

No quarto capítulo são expostos e analisados os resultados obtidos nos ensaios experimentais, nomeadamente, deslizamento, evolução da força, carga de rotura por aderência, efeito da fendilhação no deslizamento da ancoragem, efeito da fendilhação e extensão nos varões. Com base nos valores experimentais é analisada a influência do varão transversal, da fendilhação e da geometria na força resistente da ancoragem. Posteriormente, apresenta-se a carga máxima para cada tipo de ancoragem segundo NP EN 1992-1-1 [27], *fib* Model Code 2010 [14] e o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4], sendo comparadas com as obtidas experimentalmente.

Capítulo 5

No quinto capítulo são exibidas as conclusões do estudo conduzido e são realizadas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros neste âmbito.

Capítulo 2

ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 Introdução

Neste capítulo, apresenta-se de uma forma sintetizada os assuntos considerados mais revelantes para a compreensão do fenômeno da aderência nas estruturas de betão armado.

É feita uma abordagem geral sobre a aderência nas estruturas de betão armado, apresentando-se os fatores que influenciam as tensões de aderência, os fatores que influenciam o comportamento da aderência, os mecanismos de transferência de tensões, de que forma é mobilizada a tensão de aderência, os tipos de ensaios existentes para a determinação da força de aderência e os modos de rotura frequentes. É também realizada uma abordagem resumida, descrevendo e analisando diversos trabalhos experimentais elaborados por alguns investigadores. Por fim, são apresentadas as metodologias de cálculo segundo NP EN 1992-1-1 [27], *fib* Model Code 2010 [14], o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4] e as equações para a obtenção do modelo teórico tensão de aderência - deslizamento, segundo *fib* Model Code 2010 [14].

2.2 Fatores que Influenciam as Tensões de Aderência

Pode-se definir aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que ocorrem na interface entre o varão de aço da armadura e o betão que o envolve. A própria existência do betão armado está condicionada à sua existência, o que mostra a importância de tal fenômeno. A consideração dessa ligação efetiva-se por meio da definição de uma “*tensão de aderência*” e a

sua distribuição ao longo da interface tem sido objeto de diversas pesquisas, já que o seu conhecimento é essencial para a compreensão do comportamento de ancoragens.

Sempre que ocorre variação de tensão normal num determinado troço de um varão de um determinado elemento de betão armado aparecerão tensões de aderência, sendo diversas as causas apontadas para essas variações de tensão. Segundo Leonhardt, F. e Monnig, E [30] as principais causas desta variação de tensão são as seguintes:

- Cargas – que influenciam as alterações das tensões de tração e compressão no aço;
- Fissuras – que conduzem a altas concentrações localizadas nas tensões de aderência;
- Força de ancoragem nas extremidades do varão – a força atuante no varão deve, em geral, ser transferida ao betão através de tensões de aderência;
- Variação da temperatura – em incêndios, por exemplo, a maior condutibilidade térmica do aço provoca um aquecimento mais rápido do varão de aço, em contraposição com o betão. Os varões de aço dilatam-se mais que o betão, sendo impedidas pela aderência, até que as tensões de aderência atingem um valor tão elevado que o recobrimento se solte;
- Retração do betão – é impedida pelo varão provocando tensões de tração no betão e tensões de compressão no varão de aço;
- Deformação lenta do betão em peças comprimidas de betão armado como é o caso dos pilares que devido ao encurtamento causado pela deformação lenta os varões de aço recebem um acréscimo de tensões de compressão, e o betão fica menos comprimido.

2.3 Fatores que Influenciam o Comportamento da Aderência

O *fib* Model Code 2010 [14], apresenta uma distinção entre fatores relativos ao comportamento local da aderência e fatores relacionados com resposta global. O comportamento local da aderência é controlado pelas condições básicas de aderência e o comportamento global de uma região de ancoragem é influenciado por fatores relacionados com o seu confinamento (*Fernandes [15]*).

Os principais fatores que influenciam o comportamento da aderência sob ações monotónicas, são os seguintes (*Fernandes[15]*):

- Características do betão e seus componentes (resistência, composição granulométrica);
- Classe do aço;
- Tensão de cedência do aço (se houver cedência da armadura);

- Recobrimento e espaçamento da armadura;
- Diâmetro da armadura;
- Comprimento de ancoragem;
- Tipo e geometria das nervuras;
- Efeitos de confinamento;
- Quantidade e posição da armadura transversal (vertical, inclinada, horizontal);
- Posição da armadura em relação à betonagem (em cima, no centro, em baixo e inclinação);
- Repetição do carregamento;
- Número de ciclos e amplitude do carregamento sísmico;
- Tipo, velocidade e duração do carregamento;
- Temperatura;
- Revestimento da armadura.

2.4 Mecanismos de Aderência

A determinação da tensão média de aderência é importante na compreensão do funcionamento de uma ancoragem. A transferência da força está associada à combinação das parcelas relativas à adesão, ao atrito e à aderência mecânica. Estes três tipos de aderência são meramente teóricos, pois não é possível determinar-se cada um deles de uma forma isolada devido à complexidade dos fenômenos envolvidos.

2.4.1 Aderência química ou adesão

Segundo Leonhardt, F. e Monnig, E [30] entre o aço e a nata de cimento existe uma ação de colagem que advém da ligação do aço com o betão, durante a presa do betão. Esta parcela é caracterizada por uma resistência R_{b1} (Figura 2.1), podendo ser observada através da separação do betão e do aço. Quando ocorre esta separação o contributo da aderência química é nulo, existindo somente a componente da adesão. Esta parcela é influenciada pela limpeza do aço e pela rugosidade do aço.

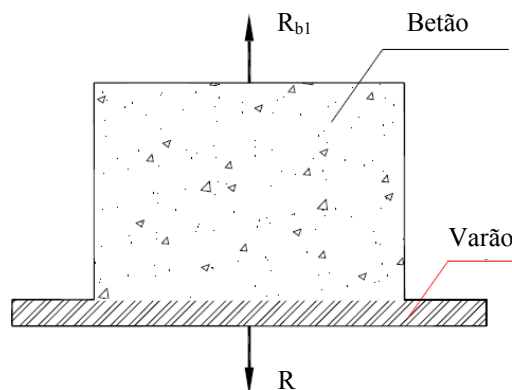


Figura 2.1: Aderência química ou adesão

O contributo da adesão é distribuído pelas forças geradas pelas nervuras e pela retração do betão. As tensões próximas da rotura são mobilizadas principalmente pelo atrito gerado pelas nervuras do varão e o betão. De acordo como o ACI Committee 408 [3], o comportamento de barras lisas revestidas com epoxi mostra que a parcela de adesão pode ter um papel importante na aderência, no caso de rotura por fendilhação.

2.4.2 Aderência por atrito

A parcela relativa ao atrito advém da ação de atrito existente entre dois materiais. Esta força depende do coeficiente de atrito entre o varão de aço e o betão, podendo variar segundo Leonhardt, F. e Monnig, E [30] entre 0.3 e 0.6, dependendo da rugosidade superficial do varão e das forças externas aplicadas na zona envolvente do betão.

A aderência por atrito ocorre devido à pressão transversal P_t exercida pelo betão no varão. Esta pressão está relacionada com as cargas externas exercidas na zona envolvente do betão, a retração e a expansão do betão têm assim um papel preponderante na pressão transversal. Esta parcela pode ser determinada através de ensaios de arrancamento “*Pull-Out*”. Este tipo de ensaio consiste na aplicação de uma força de tração em R_{b2} no varão, conforme ilustrado na Figura 2.2. Neste tipo de ensaio, para além da determinação da parcela relativa ao atrito, também é determinada em simultâneo a parcela por aderência, sendo difícil determinar a percentagem de cada uma dessas parcelas.

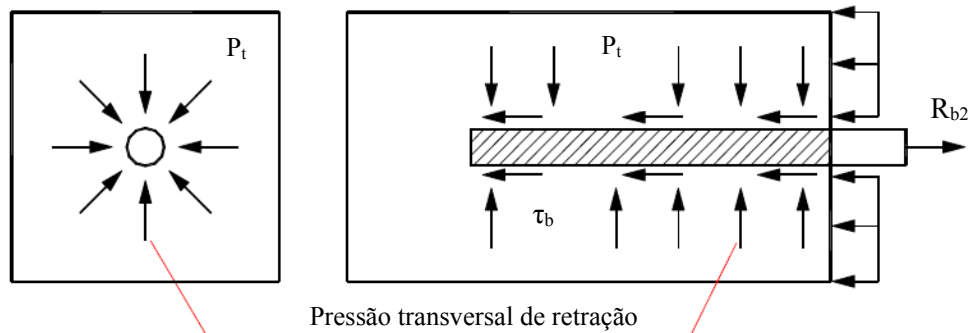


Figura 2.2: Aderência por atrito

2.4.3 Aderência mecânica

O contributo desta parcela é apresentada pela força R_{b3} conforme é ilustrado na Figura 2.3. Esta parcela está associada às forças concentradas de compressão que surgem na perpendicular às faces das nervuras no momento em que o varão é tracionado, e tende a deslizar. Estas forças provocam micro fissuração e micro esmagamento na zona das nervuras. Mesmo em varões lisos existe o efeito da aderência mecânica devido às irregularidades superficiais resultante do processo de laminação.

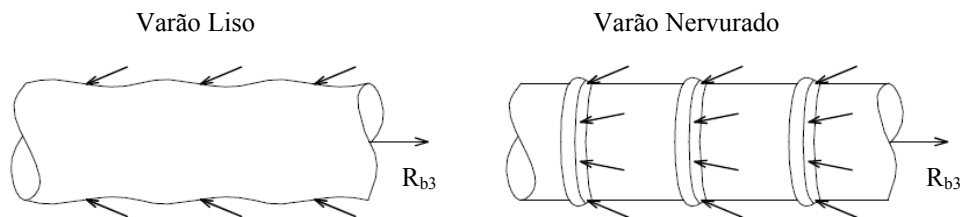


Figura 2.3: Aderência mecânica

De acordo com Eligehausen [10], a aderência mecânica é responsável pela maior parcela do valor total da aderência entre os três mecanismos citados.

Em varões nervurados, o valor da resistência de aderência mecânica depende da forma e inclinação das nervuras, da altura a e da distância livre entre elas c . De acordo com Leonhardt, F. e Monnig, E [30], a superfície relativa f_R^* fornece uma medida de comparação utilizável para varões de perfis diferentes. Esta superfície nervurada relativa $(f_R)^*$ é definida pela relação entre a superfície das nervuras $(F_R)^*$, a área de contacto das nervuras sobre o betão e a superfície lateral

$(F_M)^*$ do varão que se define como a distância entre as nervuras, conforme é ilustrado na Figura 2.4 e Figura 2.5.

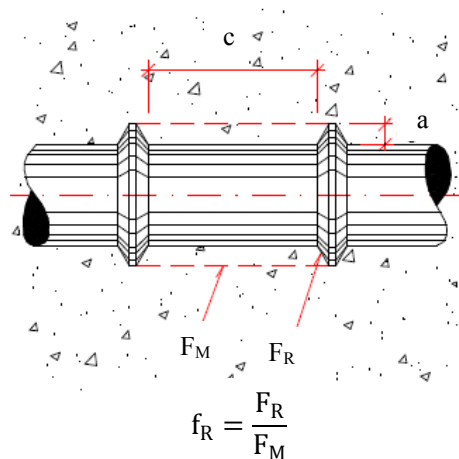


Figura 2.4: Explicação das designações num varão nervurado - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]

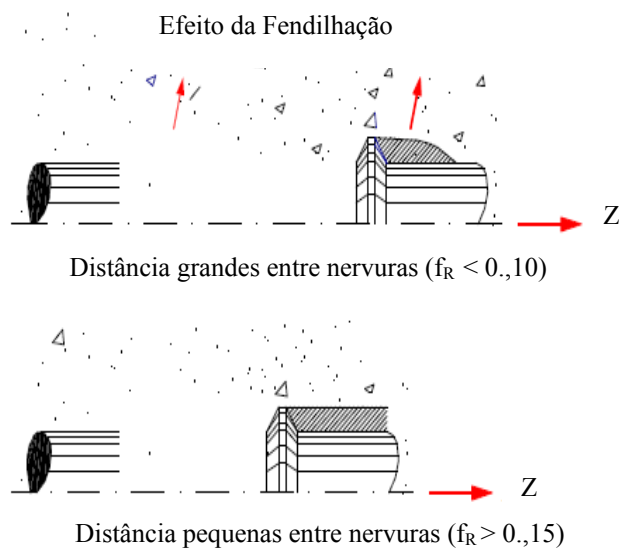


Figura 2.5: Explicação de áreas possíveis de rotura das cunhas de betão entre nervuras - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]

2.5 Mobilização da Tensão de Aderência

A ligação entre a armadura e o betão tem um papel preponderante no controle da abertura de fendas de uma peça de betão armado. Através da aderência garante-se que os varões nervurados, como um todo, apresentem um alongamento igual ao das fibras adjacentes do betão. A aderência, então, deve ser desenvolvida de modo a que a abertura de fissuras permaneça pequena distinguindo-se assim, em dois estados diferentes segundo Leonhardt, F. e Monnig, E [30].

Quando as tensões são suficientemente baixas, o betão não apresenta fissuras e resiste à tração, permanecendo no Estado I. Na presença de maiores solicitações de tração, a resistência do betão à tração é atingida originando a fissuração da peça. A partir daí o betão está em Estado II. Com a passagem do Estado I para Estado II nas secções fissuradas, a tensão de tração no betão diminui, causando um correspondente acréscimo da tensão de tração no varão, como é apresentado na Figura 2.6. Este modelo de tirante segundo Leonhardt, F. e Monnig, E [30], entretanto, é idealizado, ou seja não são consideradas as microfissuras próximas da fissura principal que ocasionaram os deslizamentos localizados, com se ilustra na Figura 2.8.

Na Figura 2.6 são apresentadas apenas as duas fissuras A e B afastadas a uma distância S_f uma da outra. As tensões de aderência são mobilizadas apenas nos troços $A-A'$ e $B'-B$.

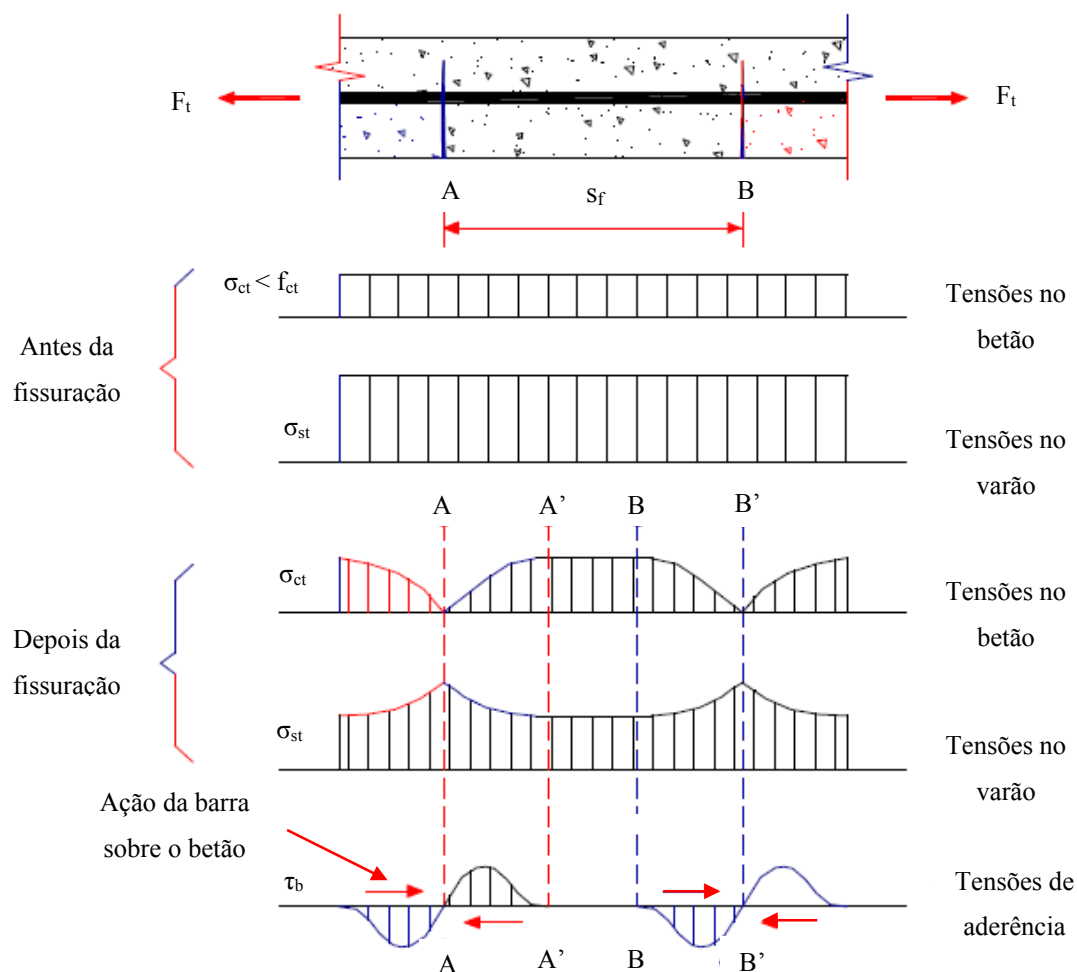


Figura 2.6: Fissuração por tração (sem escala) - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]

No troço central $A'-B$ a tensão no betão é constante e contribui como parcela da aderência. Com o aumento da tensão de tração no varão e, por conseguinte, da tensão de tração no betão, nesse troço central apresenta uma grande possibilidade de se formar uma terceira fissura C , como se pode observar na Figura 2.7.

Segundo Leonhardt, F. e Monnig, E [30] ficou evidente que as características das fissuras formadas no betão que envolve o varão colocado no eixo do prisma de betão armado são influenciadas pelo tipo de varão utilizado (varão liso ou varão nervurado). As fissuras, quando são usados varões nervurados, influenciam ou determinam o mecanismo de aderência entre o varão e o betão, produzindo fissuração radial, além da fissuração longitudinal, como é ilustrado na Figura 2.8.

Ainda de acordo com Leonhardt, F. e Monnig, E [30] foi constatado que a força de tração ocasiona uma microfendilhação no betão envolvente.

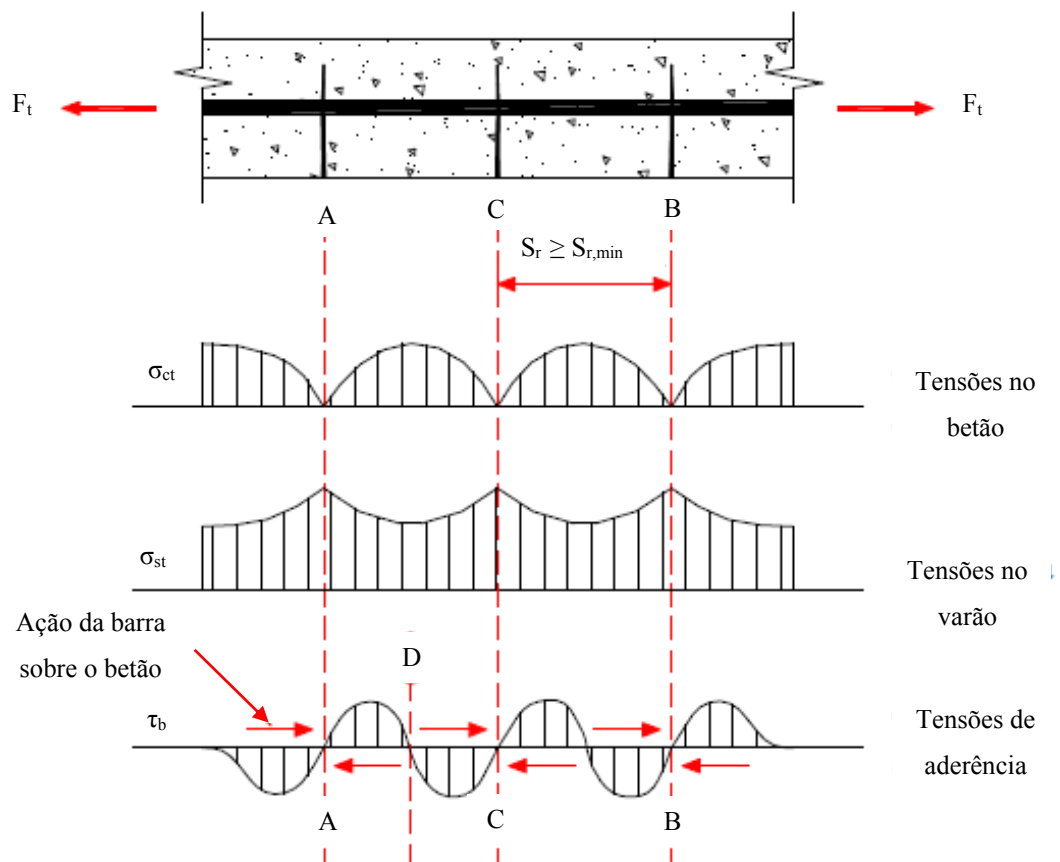


Figura 2.7: Fissuração estabilizada - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]

As fissuras secundárias internas entre as fissuras principais provocam a perda de adesão, o que torna cada vez mais importante a ancoragem mecânica, como é ilustrado na Figura 2.8. Quando é considerado o caso de solicitações repetidas, esse fenómeno é ainda mais evidente.

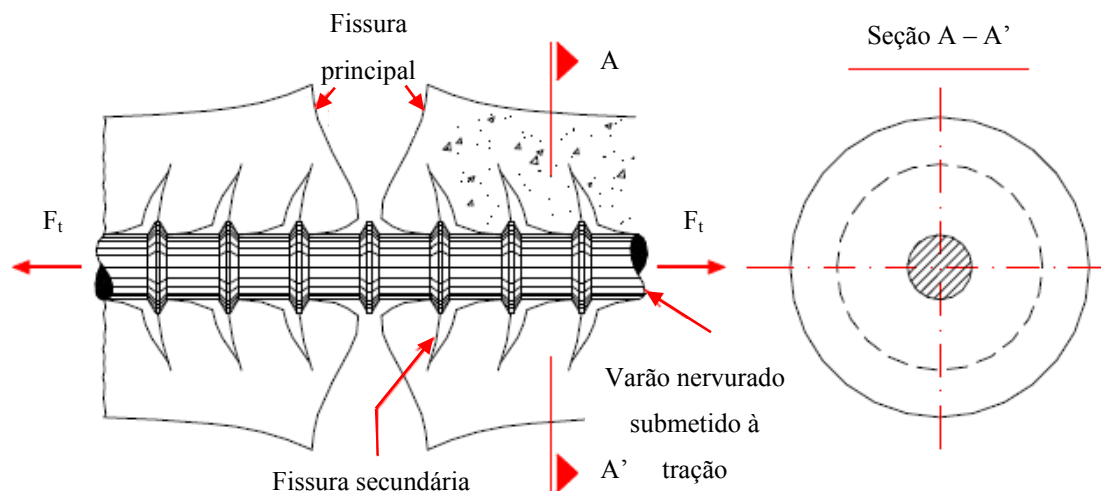


Figura 2.8: Microfissuras entre fissuras principais, num varão nervurado embebido em betão sob tração centrada - Leonhardt, F. e Monnig, E [30]

2.6 Tipo de Ensaios para a Determinação da Resistência por Aderência

Neste ponto, pretende-se mostrar os dois tipos de ensaios de arrancamento, “*Pull-Out*” e “*Beam Test*”, que são os mais utilizados para a determinação da aderência entre o aço e o betão. Embora diferentes, os objetivos são os mesmos.

2.6.1 Ensaio de arrancamento “*Pull-Out*”

A determinação da resistência de aderência entre o aço e o betão, é usualmente utilizado o ensaio “*Pull-Out*”, visto ser considerado o mais utilizado na determinação deste parâmetro devido à sua facilidade de execução, baixo custo, fiabilidade e simplicidade do provete, segundo diversos autores. Consiste, basicamente, em arrancar um varão de aço centrado e embebido num provete de betão, em que um troço do varão encontra-se em contacto com o betão e outro não, de modo a evitar a influência do confinamento causado pela força de arrancamento, como ilustrado na Figura 2.9.

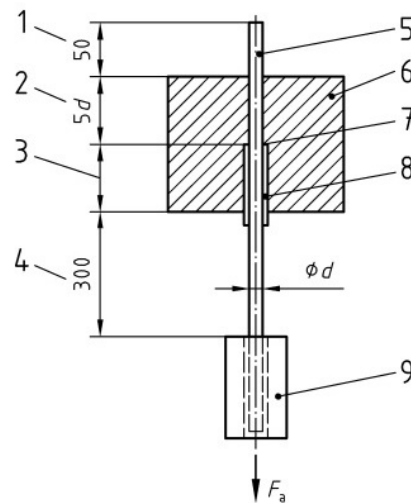


Figura 2.9: Esquema do ensaio de “Pull-Out” - BS EN 10080:2005 [7]

Em que:

- 1 - Troço do varão até ao ponto de colocação do dispositivo de medição deslizamento;
- 2 - Comprimento efetivo de aderência;
- 3 - Comprimento livre = mínimo 200 mm ou 5 d;
- 4 - Troço do varão entre a face do cubo e o ponto de aplicação da força de tração (F_a);
- 5 - Varão;
- 6 - Betão;
- 7 - Obturação;
- 8 - Manga de plástico para evitar aderência;
- 9 – Garra da máquina de ensaio.

2.6.2 Ensaio de viga *Beam Test*

O ensaio de “*Beam Test*” é um ensaio bastante utilizado e que consiste em ensaiar uma viga de betão armado à flexão. É composta por dois blocos paralelepípedicos ligados por uma articulação na zona de compressão e por um varão de aço na parte inferior, conforme ilustrado na Figura 2.10. A viga é solicitada à flexão através de duas forças iguais e simetricamente aplicadas na face superior, fazendo o varão sobressair nas faces extremas dos blocos permitindo assim medir o deslizamento do varão, através dos instrumentos instalados.

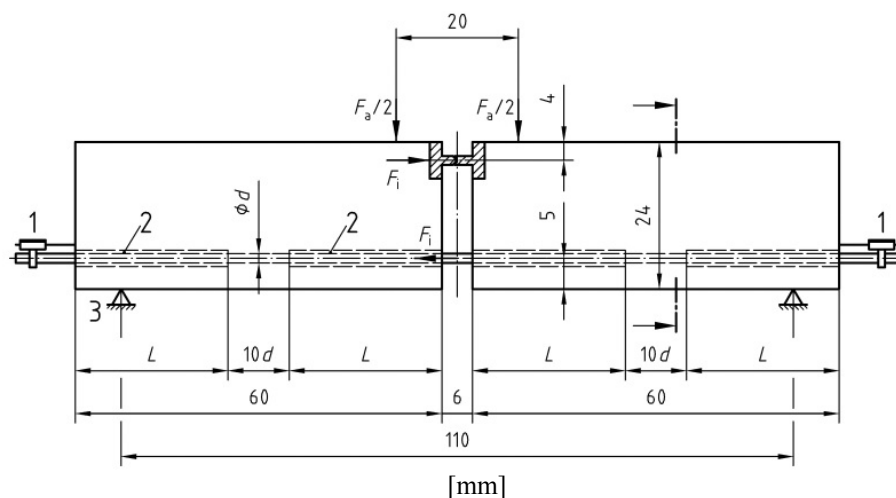


Figura 2.10: Esquema do ensaio de "Beam Test" - BS EN 10080:2005 [7]

Em que:

- 1 - Dispositivo de medição do deslizamento;
- 2 - Manga de plástico para evitar aderência;
- 3 - Apoios.

2.7 Enquadramento em Estudos Experimentais

De seguida, faz-se um resumo de alguns trabalhos de investigação disponíveis na bibliografia, que visam a ensaios experimentais realizados, com o objetivo de estudar o efeito da geometria da ancoragem no comportamento ao arrancamento de varão em betão.

2.7.1 John Minor e James O. Jirsa – 1975 [33]

Em 1975, Minor e Jirsa [33] estudaram alguns dos fatores que influenciam as capacidades de ancoragens de varões com a geometria de cotovelo e gancho. Oitenta provetes de betão contendo varões de aço dobrados em diferentes configurações geométricas foram testados ao arrancamento "Pull-Out" para determinar o efeito do comprimento da ligação, do ângulo de dobragem do varão, raio interno da dobragem do diâmetro do varão na deformação.

O principal foco foi a medição do deslizamento medido em vários pontos ao longo do varão. As curvas carga - deslizamento obtidas foram utilizadas para comparar as performances das diferentes geometrias de cada provete.

Os resultados indicam que para uma determinada tensão no varão, quanto maior for o ângulo do mandril ou menor o raio do mandril, maior vai ser o deslizamento. A resistência última de ancoragens de varões em cotovelo ou gancho é praticamente a mesma dos varões retos. Para a execução prática de ancoragens, os resultados indicam que os cotovelos são preferíveis a ganchos. Para reduzir o deslizamento, o raio do mandril deve ser tão grande quanto o exequível.

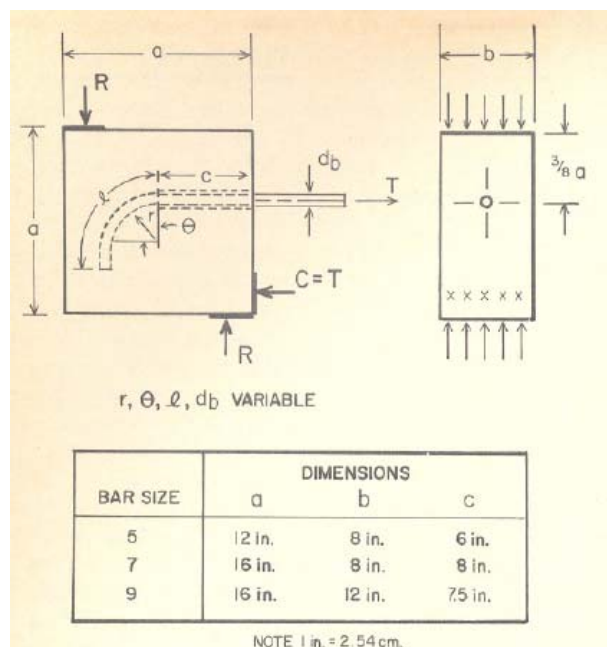


Figura 2.11: Modelo dos provetes - John Minor e James O. [33]

Após o referido estudo, Minor e Jirsa concluíram que:

- Para as mesmas relações de comprimento de aderência entre o varão e o betão - diâmetro do varão igual:
 - Quanto maior o ângulo do mandril maior o deslizamento para uma determinada tração;
 - Quanto menor a relação raio do mandril - diâmetro do varão, maior será o deslizamento para uma determinada tração.
- Numa ancoragem com um troço reto e outro curvilíneo, ou seja, no caso de ancoragens do tipo cotovelos e gancho, a maior parte do deslizamento acontece na parte curvilínea da ancoragem;

- Existe pouca diferença de resistência entre ancoragens de varões retos e varões com geometria de cotovelo e gancho com exceção em ancoragens com comprimentos de embestimento curtos, impróprias para a utilização prática em obra.

As conclusões anteriores indicam que, em ancoragens onde seja pedida a utilização de varões em cotovelo ou gancho, os cotovelos são preferíveis aos ganchos e que o raio do mandril deverá ser tão grande quanto possível de forma a reduzir o deslizamento e a manter a rigidez da ligação. Apenas desta forma se compreende que a resistência deste tipo de ancoragens será comparável à resistência de ancoragens com varões retos.

2.7.2 Robert L. Pinc, Michael D. Watkins, James O. Jirsa – 1977 [38]

O objetivo do estudo foi avaliar a influência do comprimento reto dos varões embestidos numa peça de betão estrutural “*lead emdedment*” e do betão com agregados, de diversas granulometrias sobre a resistência de ancoragens, em cotovelo em ligações viga - pilar.

Para realizar este estudo, os autores ensaiaram dezasseis provetes de ligações viga - pilar de tamanho real, de forma a eliminar os efeitos de escala e a permitir a utilização de varões em cotovelo de grandes diâmetros, em conformidade com as recomendações do Structural Concrete Building Code ACI 318-71, para geometrias em cotovelo.

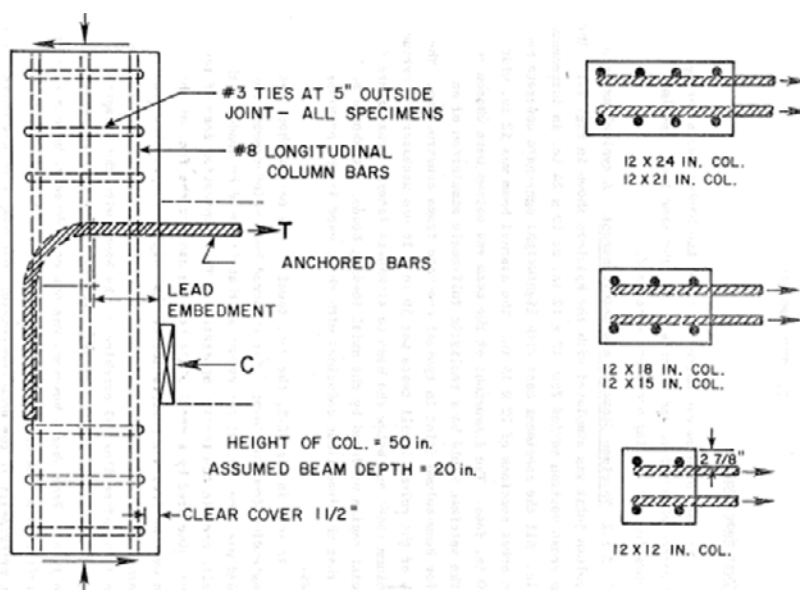


Figura 2.12: Modelo dos provetes - Robert L. Pinc, Michael D. Watkins, James O. Jirsa [38]

O comprimento reto dos varões de ancoragem antes do cotovelo variou com a largura de cada pilar. Os varões foram tracionados até à rotura para determinar a resistência e a rigidez da ligação. Foi medido o deslizamento dos varões de ancoragem e os esforços transmitidos pelos varões ao bloco de betão.

Os resultados do programa experimental, bem como os resultados de programas anteriores, foram utilizados para desenvolver relações entre o comprimento reto da ancoragem em cotovelo embebido no betão e a resistência ao arrancamento.

Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- Medições das tensões indicam que, na rotura do bloco de betão, as tensões que são transmitidas ao betão através da parte reta do varão de aço são pequenas, nos casos em que a relação comprimento reto do varão embebido - diâmetro do varão de aço é pequena;
- Os principais fatores que afetam a capacidade das ancoragens são o comprimento do troço reto do varão e o grau de confinamento lateral da ligação;
- A substituição dos inertes com uma menor granulometria o betão não parece afetou significativamente a resistência das ancoragens em cotovelo, sendo no entanto, necessários mais estudos para confirmar esta hipótese.

A Equação 2.1 expressa no Structural Concrete Building Code ACI 318-71 pode ser utilizada para prever a resistência de um varão em cotovelo.

$$f_u = 50 \times \frac{l_{dh}}{d_b} \times \Omega \times \varphi \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Equação 2.1}$$

Em que:

φ - fator que depende do tipo de gancho e do diâmetro varão;

Ω - toma o valor de 0,75 para betões leves e para os restantes betões toma o valor de 1;

f'_c - tensão à compressão do betão em provetes cilíndricos, dado em MPa;

f_u - tensão à tração na ancoragem, dado em MPa;

d_b - diâmetro do varão, dado em mm;

l_{dh} - comprimento da ancoragem, dado em mm.

Esta equação reflete os principais fatores que afetam a capacidade da ancoragem, tendo em consideração: o troço reto do varão e o cotovelo que atuam em conjunto.

2.7.3 Rolph Eligehausen, Egor P. Povov, Vitelmo V. Bertero – 1983 [10]

O trabalho consistiu em ensaiar ao arrancamento cento e vinte cinco provetes, que simulavam a ligação pilar - viga, sujeitando-os a esforços aplicados na extremidade do varão, como os que ocorrem durante os sismos. O objetivo foi definir a relação entre esforços e deslizamento das ancoragens.

Em cada provete, apenas uma pequena parte reta de varão foi embebida no betão, de comprimento igual a cinco vezes o seu diâmetro. Os ensaios consistiram em sujeitar uma extremidade do varão à tração necessária para induzir deslizamento, o qual foi medido na extremidade oposta do varão. Foram tidos em conta: o historial do carregamento; o reforço da estrutura devido ao confinamento; o diâmetro dos varões; a resistência à compressão do betão; o espaçamento entre varões; o esforço transversal e a percentagem de carregamento.

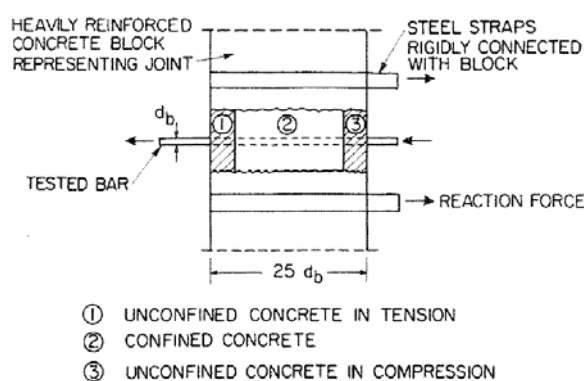


Figura 2.13: Modelo de ensaio utilizado - Rolph Eligehausen, Egor P. Povov, Vitelmo V. Bertero [10]

Com base nos resultados, os autores definiram um modelo que considera que a deterioração das ligações entre betão - aço, depende dos danos sofridos pelo betão os quais, por sua vez, são função da dissipação da energia total. Esta conclusão é apenas aplicável aos casos de fadiga de baixo ciclo, isto é, quando um pequeno número de ciclos de carga se traduz efetivamente a grandes valores de deslizamento.

Os autores concluíram, ainda, que o comportamento das ancoragens varia muito quando são sujeitas a carregamentos uniformes ou a carregamentos cíclicos.

2.7.4 Homayoun H. Abrishami e Denis Mitchell – 1992 [2]

Abrishami e Mitchell propuseram-se a fazer um estudo com o objetivo de criar um método simples de produzir tensões uniformes em ligações aço - betão, que permita a determinação da relação tração - deslizamento de varões embebidos em betão. Roturas por arrancamento e por fissuração do betão podem ser analisadas segundo este método.

Considerações:

A tensão de aderência aço - betão u pode ser obtido pela Equação 2.2.

$$u(\pi d_b dx) = A_s(f_s + df_s) - A_s f_s \quad \text{Equação 2.2}$$

Da Equação 2.2 retira-se que u é dado pela Equação 2.3.

Em que:

d_b - diâmetro do varão, dado em mm;

A_s - área da secção transversal do varão, dado em mm²;

f_s - tensão no varão, dado em MPa.

Da equação retira-se que, se a tensão aplicada no varão de aço variar linearmente, a tensão de aderência entre betão e o varão deverá ser uniforme.

Procedimento proposto:

- 1 – O varão de aço é tracionado até um nível inicial P_0 ;
- 2 – Com a ajuda de um molde, betona-se a zona intermédia do varão de aço e deixa-se a curar até à resistência pretendida;
- 3 – Para criar uma pequena tensão na zona de contacto, a tração no varão na parte inferior do betão deve ser aumentada por uma pequena força ΔP_b , enquanto a tração no varão na parte superior do betão deve ser reduzida ΔP_t para produzir uma variação linear nas tensões de deformação medidas no varão. A variação linear das deformações resulta numa variação linear das tensões no varão, que dá origem a tensões de aderência aço - betão uniformemente distribuídas, ao longo do varão de aço.

A tensão na zona de aderência é dada por:

$$u = \frac{P_b - P_t}{\pi \times d_b \times l} \quad \text{Equação 2.3}$$

Em que:

P_b - força atuante na extremidade inferior do varão;

P_t - força atuante na extremidade superior do varão;

l - comprimento embebido do varão no betão;

d_b - diâmetro do varão.

As alterações da tração no varão, tanto na parte superior como na parte inferior do betão são equilibradas por uma reação de compressão no fundo do provete de betão.

4 - Repete-se o ponto 3, incrementando as cargas.

5 - Por cada incremento da carga, são medidos os deslizamentos do varão até à cedência.

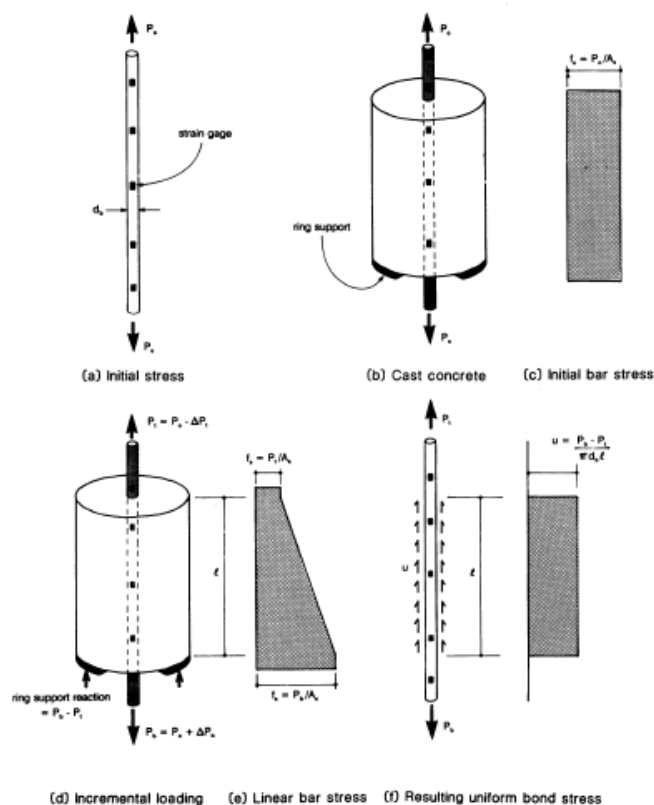


Figura 2.14: Modelo de ensaio proposto por - Homayoun H. Abrishami e Denis Mitchell [2]

Dos 5 provetes testados, as conclusões retiradas foram as seguintes:

- É possível simular tensão de aderência uniformemente distribuída, exceto em situações de fronteira;
- A técnica de ensaio aplica carregamento mecanicamente, com instrumentação rigorosa, o que permite estudar a resposta dos varões aos aumentos de tração, incluindo a resposta dos varões após a cedência;
- É possível estudar ambos os tipos de rotura: a rotura por arrancamento do varão “*Pull-Out*” e a rotura por fissuração do betão “*Splitting*”, ficando comprovado que a primeira é mais dúctil que a segunda;
- Esta técnica de ensaio permite investigar a influência da resistência do betão, do tipo de deformação do varão, do pré-esforço do varão, dos carregamentos a longo prazo e dos carregamentos repetidos e cíclicos.

2.7.5 Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen – 1995 [16]

Os autores dedicaram-se a comparar os numerosos estudos acerca da utilização de ancoragens retas e curtas, como ainda de parafusos metálicos em betão, dadas as suas aplicações crescentes.

O cálculo da capacidade de ligações com estas ancoragens betonadas “*in-situ*” ou instaladas em estruturas de betão já curado, de acordo com a norma Structural Concrete Building Code ACI 349-85 e pelo método Concrete Capacity Design (CCD), foi comparado com inúmeros ensaios experimentais anteriormente realizados.

A rotura das ligações pode acontecer por: cedência do aço Figura 2.15, destruição local do maciço de betão Figura 2.17, arrancamento Figura 2.16 e fissuração do betão Figura 2.18.

As principais diferenças nos dois métodos ACI 349-85 e CCD estão resumidas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Principais diferenças entre o método - ACI 349-85 e CCD [16]

		ACI 349-85	CCD method
Anchorage depth, tension		h_{ef}^2	$h_{ef}^{1.5}$
Edge distance, shear		c_1^2	$c_1^{1.5}$
Slope of failure cone		$\alpha = 45 \text{ deg}$	$\alpha \approx 35 \text{ deg}$
Required spacing to develop full anchor capacity		$2 h_{ef}$, tension $2 c_1$, shear	$3 h_{ef}$, tension $3 c_1$, shear
Required edge distance to develop full anchor capacity		$1 h_{ef}$, tension $1 c_1$, shear	$1.5 h_{ef}$, tension $1.5 c_1$, shear
Small spacing or close to edge	1 direction	Nonlinear (area-proportional) reduction	Linear reduction Nonlinear reduction
	2 directions		
Eccentricity of load		—	Taken into account

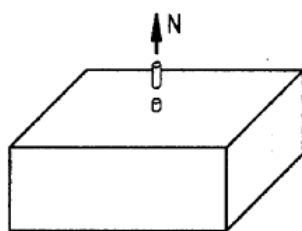


Figura 2.15: Rotura pelo aço - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]

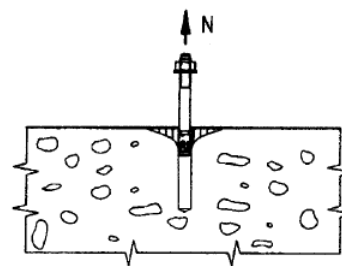


Figura 2.16: Rotura por arrancamento do varão - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]

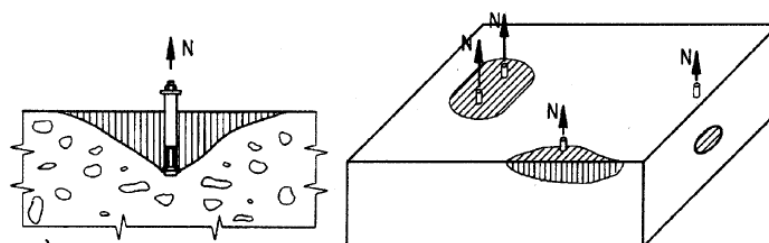


Figura 2.17: Rotura por formação de cone - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]

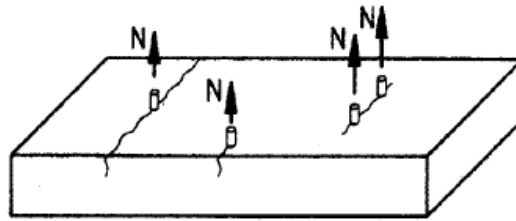


Figura 2.18: Ruptura por separação do betão - Werner Fuchs, Rolf Eligehausen e John E. Breen [16]

As conclusões retiradas dos estudos comparativos foram:

- As capacidades médias de ancoragens curtas sujeitas a tração são determináveis, com bastante rigor, pelo método CCD para uma grande variedade de comprimentos de varão embebidos no betão de 20 mm a 525 mm. Para ancoragens colocadas a posteriori sobre blocos de betão com embebedimento de cerca de 250 mm de varão inserido no betão, o método CCD é muito conservativo. Reciprocamente, o método ACI 349-85 subestima a resistência das pequenas ancoragens e não conservativo para as ancoragens com elevado embebedimento do varão. O mesmo resultado foi encontrado para o cálculo das capacidades de ancoragens isoladas sujeitas a carga de corte. Este resultado deve-se ao facto que o método proposto pelo ACI 349-85 assume que a carga de cedência é proporcional à área do cone de cedência, que por sua vez aumenta com o quadrado do comprimento do varão embebido no betão. Por outro lado, o método CCD considera o efeito do tamanho e assume que a carga de cedência é proporcional ao embebedimento do varão no betão;
- Em muitas aplicações, tais como: grupos de ancoragens afastados das extremidades sujeitos à tração, ancoragens simples em estruturas esbeltas de betão sujeitas a esforço de corte, ancoragens de parafusos duplos em membros de betão de elevada espessura sujeitos a esforço de corte, a capacidade é calculada de uma forma mais rigorosa pelo método CCD. As cargas de cedência calculadas pelo ACI 349-85 para os referidos casos não são conservativas. Esta circunstância deve-se ao facto do método ACI 349-85 assumir uma curva de cedência de 45°, enquanto o método CCD define uma curva de cedência de 35°, o que o aproxima mais da realidade;
- Em algumas aplicações, como no caso de ancoragens isoladas localizadas na extremidade sujeita a tração, a capacidade é calculada com rigor por ambos os métodos. Contudo, o coeficiente de variação da razão entre carga de cedência medida real e o valor de cálculo do método ACI 349-85 é grande, tendo uma variação de 45%;

- Em todas as aplicações investigadas, a capacidade do betão é prevista com rigor pelo método CCD. O coeficiente de variação da razão entre a capacidade do betão real e a prevista é de 15% a 20%. Este coeficiente de variação é praticamente igual ao valor esperado para a resistência à tração do betão quando os provetes são produzidos a partir de diferentes misturas de betões;
- O cálculo das áreas de cedência é mais simples com o método CCD, onde as áreas são retangulares, do que no método ACI 349-85, onde estas são circulares.

2.7.6 M.H. Harajli, M. Hout e W. Jalkh – 1995 [19]

Os autores dedicaram-se ao estudo das tensões de aderência nas ancoragens em varões de aço, realizadas em betão reforçado com fibras.

Os provetes utilizados nos ensaios foram prismas de betão reforçado com fibras com varões de aço nervurado embebido. Foram ensaiados duas séries, série I e série II, num total de mais de cem provetes, até à cedência, por deslizamento e por fissuração do betão, respetivamente.

O modo de rotura foi controlado ajustando a área de fissuração do betão e o comprimento do varão embebido no betão L_b (expresso em múltiplos do diâmetro do varão - d_b). A área de fissuração do betão de provetes da série II, tipo PA, foi reduzida colocando uma folha de plástico no plano do eixo longitudinal do varão de aço, de forma a eliminar o atrito naquela zona.

O confinamento dos reforços de aço, quando utilizados, consistiu em quatro varões verticais de 10 mm de diâmetro.

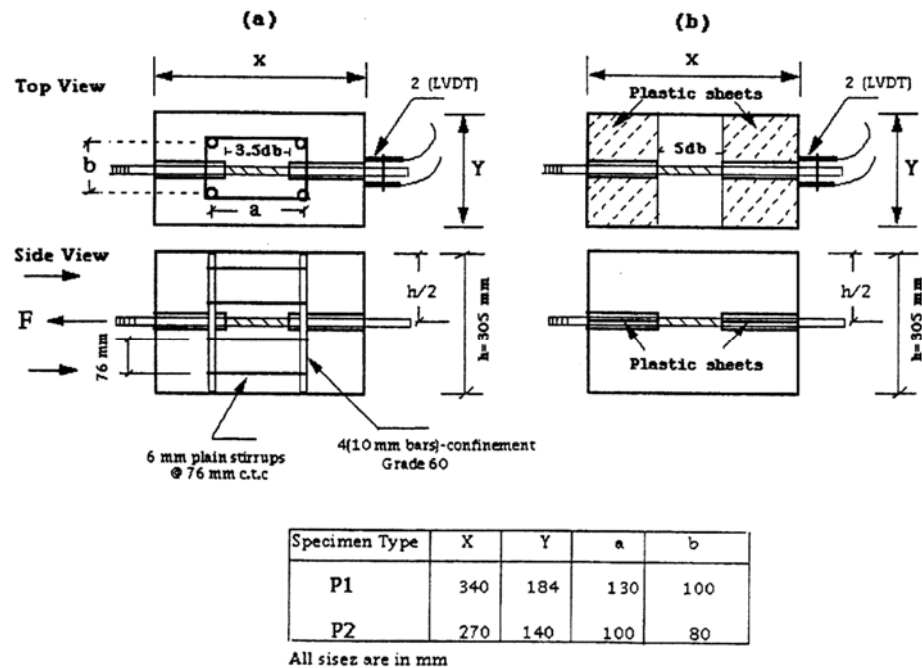


Figura 2.19: Modelo de ensaio e dados utilizados - M.H. Harajli, M.Hout e W. Jalkh [19]

Com base nos resultados obtidos, os autores chegaram às seguintes conclusões:

- Sempre que a ruptura de uma ancoragem ocorre por arrancamento, a presença de fibras no betão não tem um efeito significativo sobre a resistência da ligação varão - betão nem sobre a tensão de aderência mobilizada, por comparação com o que sucede com o betão convencional. Um ligeiro aumento na resistência da ligação poderá ser globalmente atribuído ao aumento da resistência à compressão f_c do betão, quando comparado com o betão convencional;
- Quando a ruptura tem tendência a ocorrer por fissuração do betão e ruptura da ligação entre o varão e o betão, existem claras vantagens na utilização de betão reforçado com fibras, sejam metálicas ou de polipropileno, já que estas têm o efeito de contenção dessas mesmas fissuras.

2.7.7 Agnieszka Bigaj – 1995 [6]

O objetivo deste estudo experimental foi analisar o comportamento de varões de aço nervurados embebidos em betão de alta resistência HSC, (sigla em inglês) e em betão de resistência comum NSC, (sigla em inglês).

Para os provetes, foram utilizados dois diâmetros de varões de aço de 16 mm e 20 mm, respetivamente, e dois tipos de betão – NSC, com uma resistência média à compressão f_c de 27.6 MPa e HSC, com f_c de 94.5 MPa. Foram realizados oito séries de ensaios, combinando diâmetros de varões e os tipos de betão.

Os provetes de betão cilíndricos, com um diâmetro de 500 mm, são confinados para impedir que a rotura se dê por fissuração do betão. O comprimento de cada provete é de 60 D, sendo D o diâmetro do varão, ficando um comprimento de 50 D embebido no betão e um comprimento livre do varão de 10 D, o qual, apesar de estar “dentro” do cilindro, não está em contacto com o betão.

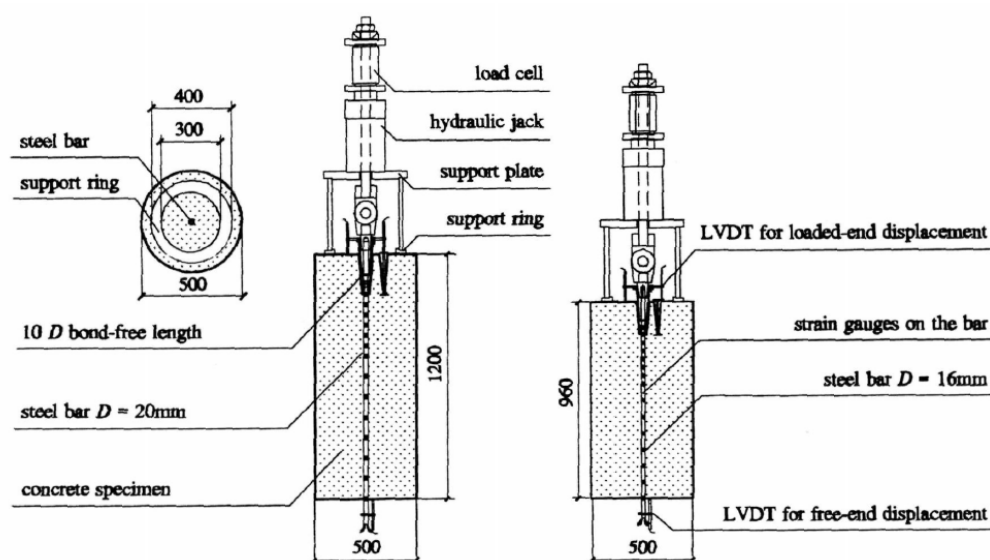


Figura 2.20: Esquema de ensaio - Agnieszka Bigaj [6]

Após a análise dos resultados, Bigaj concluiu que:

- Uma relação tensão de aderência - deslizamento única, independentemente da localização ao longo do varão, pode ser encontrada em ensaios de arrancamento com comprimentos de embebimento dos varões longos, tanto no betão HSC, como no NSC. O comportamento das ligações nestes casos depende muito da capacidade de deformação dos varões. A resistência da ligação diminui com a deformação elasto-plástica do aço, sendo muito menor a sua resistência na fase elasto-plástica do que na fase elástica.
- O código *fib* Model Code 1990 é pouco conservativo no dimensionamento de ancoragens porque não tem em conta a influência da deformação na fase elasto-plástica do aço, na qual a sua resistência diminui consideravelmente, tornando-se perigoso o cálculo por este regulamento.

- O mesmo código tem valores mais aceitáveis para betão comum, NSC, mas já apresenta diferenças consideráveis no caso do betão de alta performance, HSC, não refletindo a sua maior eficácia na ligação, havendo assim necessidade de ajustes neste código.

2.7.8 Charles K. Kankam – 1997 [28]

A análise experimental de Kankam foi realizada com a finalidade de estabelecer a relação fundamental entre tensão de aderência, tensão no aço e o deslizamento do aço no betão.

Os ensaios foram realizados com provetes sujeitos a arrancamento duplo, reforçados com varões lisos de 25 mm de aço macio, de aço laminado a frio e laminado a quente nervurado. Os provetes duplos, que tinham um varão de aço transversal no meio para marcar o ponto de deslizamento zero entre duas fissuras, foram escolhidos para simular a resistência real entre fissuras num membro de betão estrutural.

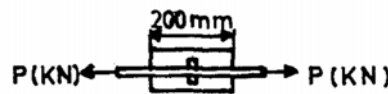


Figura 2.21: Modelo de ensaio - Charles K. Kankam [28]

O embebimento dos varões considerado foi de 200 mm para representar o espaçamento de fissuras, longo o suficiente para permitir uma variação na tensão no varão satisfatória, mas curto o suficiente para impedir a formação de fissuras transversais no betão. Este comprimento foi estimado a partir da relação entre o espaçamento mínimo entre fendas em peças de betão sujeitas à tração expresso na Equação 2.4.

$$S_{min} = \frac{\phi \times f_t}{4 \times r \times f_b} \quad \text{Equação 2.4}$$

Em que:

S_{min} - espaçamento mínimo entre fissuras;

ϕ - diâmetro do varão, dado em mm;

r - grau de reforço;

f_t - tensão do betão à tração, dado em MPa;

f_b - tensão do betão, dado em MPa;

$\frac{f_t}{f_b}$ - toma os valores de 0.44 a 0.78 para varões nervurados e 1.08 para varões lisos.

O espaçamento máximo entre fissuras é tido como o dobro do espaçamento mínimo e o espaçamento mínimo entre fissuras é tido como 1.5 vezes o espaçamento mínimo.

A variação da deformação no aço ao longo do comprimento embebido no betão e ancorado a meio, foi medida diretamente, fornecendo dados para o cálculo da variação da tensão de aderência e deslizamento ao longo do comprimento embebido.

O método descoberto pelo autor também pode ser utilizado para examinar a relação fundamental entre a tensão de aderência, a tensão no aço e o deslizamento para varões de aço macio de 25 mm lisos, circulares e de grandes deformações, bem como a relação local entre tensão de aderência e deslizamento para os outros tipos de varão. Tanto o módulo de deslizamento inicial como a tensão de aderência para qualquer valor de deslizamento aumentam com a distância à extremidade carregada do provete e, por analogia, com a distância de uma fissura numa peça de betão.

Os modelos de previsão têm vindo a ser desenvolvidos para a relação fundamental e local correspondendo aos varões lisos Equação 2.5, aos nervurados laminados a frio Equação 2.6 e aos varões nervurados laminados a quente Equação 2.7, respetivamente:

$$\sigma_b = (41.7 - 0.2 \times \sigma_s) \times \Delta^{0.8} \quad \text{Equação 2.5}$$

$$\sigma_b = (55 - 0.5 \times x) \times \Delta^{0.8} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$\sigma_b = (35 - 0.3 \times x) \times \Delta^{0.5} \quad \text{Equação 2.7}$$

Em que:

σ_b - tensão de aderência betão, dado em Pa;

σ_s - tensão no varão de aço, dado em Pa;

Δ - deslizamento do varão, dado em mm;

x - distância do centro ao embebimento, dado em mm.

2.7.9 Osamu Joh e Yasuaki Goto – 2000 [35]

O objetivo deste estudo é clarificar o comportamento de ancoragens à rotura “*raking-out*” com varões na parte superior de vigas em cotovelo dispostos numa ligação exterior pilar - viga, Figura

2.22. Trinta e oito provetes, com várias disposições de ancoragens com varões de viga em forma de cotovelo e com materiais de propriedades diferentes, foram sujeitos a ensaios de arrancamento.

Pilares, com metade do tamanho que o normal com ligações exteriores viga - pilar em ambas as extremidades, foram utilizados como provetes neste estudo. Nenhuma viga de betão ou varão na parte inferior da viga à compressão foi ligado de forma a simplificar a produção dos provetes. Foram ensaiados quatro séries ao arrancamento: a série TA, com desenvolvimento horizontal L_{dh} (distância entre a extremidade da viga ao centro da cauda) de 340 mm; a série TB, com L_{db} de 270 mm; a série TC, com L_{db} de 200 mm e a série TBW, com L_{db} de 470 mm.

A principal variável é o desenvolvimento vertical L_{dv} (distância entre a extremidade da cauda até ao centro horizontal do varão) e foi testada para valores de 8 D, 16 D, 24 D e 32 D, onde D (é o diâmetro nominal do varão da viga). Outras variáveis testadas nos provetes foram: comprimentos (verticais e horizontais) das ancoragens, diâmetros dos varões e tipos de betão.

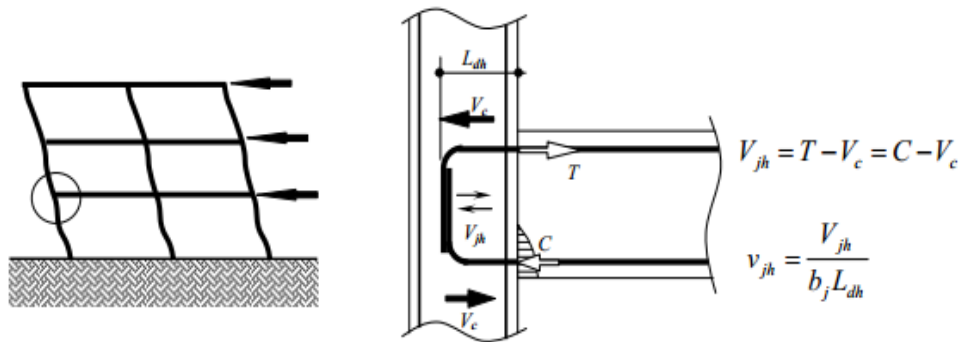


Figura 2.22: Modelo de ligação exterior pilar - viga - Osamu Joh e Yasuaki Goto [35]

Após a análise os autores chegaram às seguintes conclusões:

- A relação dos mecanismos de ancoragem de varões em cotovelo nas vigas sujeitos a arrancamento em ligações pilar - viga de pisos superiores e ligações pilar - viga de pisos intermédios é muito diferente quando se atinge a rotura por “*raking-out*”, Figura 2.23, mas é idêntica quando a ligação entra em rotura por “*side-split*” (separação lateral). A relação de mecanismos de corte em ligações de pisos superiores ou intermédios é similar;

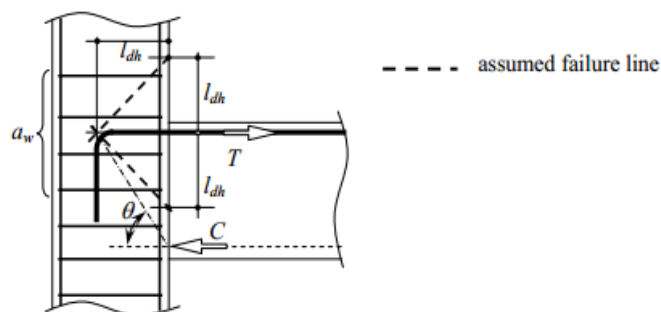


Figura 2.23: Modelo de rotura “raking-out” - Osamu Joh e Yasuaki Goto [35]

- A resistência da ancoragem com o modo de rotura “raking-out” depende na transmissão da tensão, pelo cotovelo do varão da viga para os varões à tração do pilar. A avaliação da resistência deve ser considerada com a distância lateral entre ambos os varões e o comprimento da cauda dos varões da viga.

2.7.10 R. M. Fernandes – 2000 [15]

Neste estudo, a autora realizou uma série de ensaios experimentais de arrancamento “Pull-Out”, padronizados pela RILEM-FIP-CEB [37], para analisar o comportamento da aderência. Os provetes de betão tinham a forma cilíndrica e os varões testados eram nervurados e de dois diâmetros diferentes de 10 mm e 20 mm, respetivamente. Para cada tipo de ancoragem, foram feitos ensaios com carregamentos monotónico e cíclicos.

Ao longo dos ensaios, foi possível obter a capacidade resistente da ligação com a uniformização das tensões ao longo do tramo do varão ligado ao betão, bem como a curva da tensão média de aderência - deslizamento. A força máxima repetida aplicada foi equivalente a uma parcela da força média monotónica dos modelos de referência.

Os provetes ensaiados apresentaram o corte do betão entre as nervuras dos varões, resultando num arrancamento perfeito da armadura, típico de betão confinado.

Foi assim possível a autora chegar às seguintes conclusões:

- Nos modelos monotónicos, foram observadas três fases no comportamento da ligação aço - betão: a aderência química, com deslizamentos relativos muito pequenos, após a rotura da qual entra em funcionamento a aderência por atrito entre as superfícies do betão e do aço. Após esta fase, entra em ação a resistência mobilizada pelas nervuras contra o betão e a resistência ao esmagamento por estas causadas ao próprio betão. Aqui, o tramo da

curva tensão de aderência - deslizamento decresce bruscamente e torna-se horizontal até ao arrancamento definitivo do varão;

- Em relação aos carregamentos repetidos, observou-se que a resistência por adesão foi ultrapassada logo no primeiro ciclo de carga, dado o valor muito superior da carga utilizada;
- O processo de fadiga de aderência tem uma primeira fase, onde a velocidade de deslizamento é decrescente, caracterizada pela diminuição da inclinação da tangente à curva deslizamento - número de ciclos. Tem uma segunda fase onde a velocidade se torna constante, onde a inclinação da tangente é linear e na última fase a velocidade cresce muito rapidamente até à rotura por arrancamento total, e a inclinação da tangente aumenta até ser praticamente vertical. A aplicação dos ciclos de carga terminou na 2ª fase, sendo que após o deslizamento residual, a rotura foi monotónica. Daqui se retira que não são necessários muitos ciclos para levar uma ligação à rotura, se for conhecido o deslizamento equivalente à resistência da aderência monotónica. O número de ciclos máximo pode ser obtido por extrapolação da segunda parte linear da curva até S_u (deslizamento último);
- Para os vários níveis de solicitação, observou-se que quanto maior a carga máxima cíclica, maior a acomodação inicial do modelo e o deslizamento inicial. A resistência da ligação dos modelos sujeitos à carga cíclica não foi alterada com um número de ciclos maior, com uma força máxima cíclica próxima da força última monotónica e um deslizamento residual superior a S_u (deslizamento último). Daqui se conclui que as forças cíclicas podem ser consideradas um mecanismo de acomodação desses modelos, em relação à resistência, com influência na degradação da aderência, com o aumento progressivo dos deslizamentos.

2.7.11 S. P. Tastani – 2002 [42]

Neste estudo foram ensaiados dois grupos de varões, um de aço e outro de GFRP (*glass fiber reinforced polymer*) ao arrancamento por aplicação da tensão direta – DTP-BT (*direct tension pull-out bond test*) (Figura 2.24).

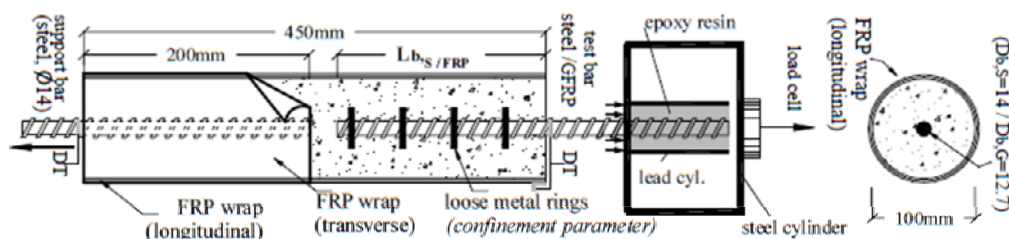


Figura 2.24: Modelo do ensaio DTP-BT - S. P. Tastani [42]

O provete de betão tinha 450 mm de comprimento e 100 mm de diâmetro.

O primeiro grupo continha vinte e um provetes cilindros de betão com uma barra de GFRP concêntrica de diâmetro 12.7 mm e um comprimento livre de 44 mm. As propriedades da barra eram $f_y = 740$ MPa e $E_G = 40.8$ GPa. O comprimento embebido do varão GFRP era de 250 mm, 20 vezes o diâmetro. O betão utilizado foi um betão normal, com uma resistência de compressão de 27.4 MPa após 28 dias de cura. Na fase da realização dos ensaios a resistência era de 33 MPa sendo o valor médio obtido ao realizar três ensaios com provetes cilíndricos 150 mm x 300 mm.

O segundo grupo continha nove provetes com varões de aço A500 com uma resistência à tração medida de $f_y = 550$ MPa, com um diâmetro de 14 mm, e um comprimento de embebimento de 200 mm, 14 vezes o diâmetro respetivamente e o comprimento livre de 43 mm. O betão utilizado nestes provetes apresentava uma resistência à compressão de 21 MPa aos 28 dias, e de 31.2 MPa, na altura da realização dos ensaios. Os ensaios efetuados são alternativos na medida em que o teste DTP-BT foi concebido para quantificar as propriedades mínimas das ligações das ancoragens de varões de aço e de GFRP embebidos em betão normal.

O objetivo deste ensaio foi simular o campo de tensões que se desenvolve na zona do betão que envolve os varões sujeita a tração. Para alcançar este objectivo foi necessário aliviar as tensões de compressão residuais que surgem na região da ancoragem em ensaios de arrancamento, que originam valores de resistência das ligações irrealistas.

A avaliação experimental do ensaio proposto incluiu o ensaio de trinta provetes DFP-BT com betão de média resistência. Os parâmetros investigados foram a rigidez dos varões tal como o efeito do confinamento externo do betão, e para isso recorreu-se a anéis de metal de vários diâmetros que foram colocados ao longo dos varões.

Em conclusão, ficou demonstrado que as condições mais adversas para a ligação, que ocorrem quando o betão sofre um campo de tensões directo, diferem substancialmente das obtidas pela maior parte dos ensaios convencionais. Por este motivo, o teste DTP-BT é proposto como alternativa ao teste da viga (*beam-test*) para quantificar a aderência das ligações no dimensionamento de projectos reais.

2.7.12 H. R. Hamilton III – 2008 [18]

O principal objetivo do programa experimental foi determinar se as atuais formulações para o comprimento das ancoragens, em cotovelo e gancho, dão resultados capazes de garantir que a resistência à deformação plástica das ancoragens é atingida, antes da rotura do betão.

Os varões utilizados foram de dois tipos: varões de aço inoxidável 316LN, o qual tem um nível reduzido de carbono e que foi endurecido com azoto, sendo as propriedades mecânicas correspondentes à norma AASHTO (A955) [1] e varões resistentes à corrosão, de nível de carbono reduzido com crómio, correspondendo à norma AASHTO (A1035) [1].

A configuração dos provetes foi ajustada para simular o comportamento tipo biela e tirante de um gancho numa região nodal. O comprimento dos varões após o cotovelo e gancho foi aumentado para garantir a maior ligação possível. A parte do varão de ancoragem desligada do betão, Figura 2.25 c e Figura 2.25 d, é a que excede o cálculo do comprimento necessário à ancoragem. Serve para garantir que apenas a parte do varão embebida no betão suporte as tensões e terá influência no comportamento do gancho e do cotovelo quando o provete for ensaiado.

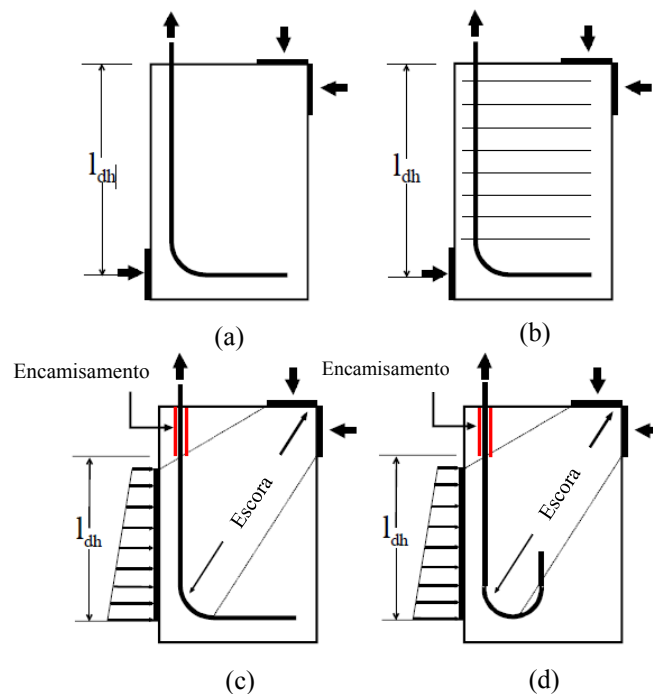


Figura 2.25: Modelo das ancoragens utilizados, a) não confinado, b) confinado com estribos, c) ancoragem em cotovelo com encamisamento, d) ancoragem em gancho com encamisamento - H. R.

Hamilton III [18]

Conforme referido, este estudo consistiu em ensaiar ancoragens em cotovelo e gancho, realizadas com aço nervurado de alta resistência, ao arrancamento. O reforço com gancho e cotovelos é tipicamente utilizado para desenvolver reforços numa distância curta e é associado a regiões nodais com sistemas de bielas e tirantes.

O procedimento utilizando a lógica do comportamento biela e tirante fornece uma base adequada para avaliar as capacidades das ancoragens não confinadas, de varões de aço GR60, em gancho. O modo de rotura predominante com este método foi a fissuração do betão no plano do gancho. Os varões GR60 (grade 60) têm resultados em consonância com a Structural Concrete Building Code ACI 318-02 e a AASHTO [1].

Varões simples #5 e #7 (numeração do sistema americano, correspondente a um diâmetro de 15.875 mm e 22.225 mm, respetivamente), foram ensaiados com a forma de cotovelo e de gancho. Os varões GR60 (*grade60*) foram inicialmente testados para assegurar que o modo desejado de cedência fosse atingido e que as equações de comprimento dos ganchos e dos cotovelos do Structural Concrete Building Code ACI 318-02 assegurassem que a rotura era dada pelo varão antes do betão entrar em rotura.

Apesar dos ensaios terem sido efectuados em varões únicos, com rotura da ancoragem por fissuração do betão, pode-se antecipar que múltiplos varões colocados em linha serão solicitados de forma independente, desde que as condições de recobrimento se mantenham.

Os métodos de comparação utilizados para análise dos resultados foram dois. O primeiro, foi o do rácio da capacidade que mediu a carga para lá da resistência máxima da ancoragem. O segundo foi o do rácio da ductilidade da deformação, que é a deformação plástica do varão dividida pela tensão máxima do varão medida nos ensaios.

2.7.13 Hiroshi Shima e Satoru Fukuju – 2008 [40]

Segundo estes autores, é necessário que os varões de ancoragem tenham uma aderência ao betão de forma a resistirem a solicitações externas, como as que são próprias dos sismos.

O propósito deste estudo foi a obtenção de informação fundamental de forma a corrigir as formas de dimensionamento de ancoragens em gancho e cotovelo. A distribuição de deformações ao longo do eixo da ancoragem foi medida em varões sujeitos à tração, em ganchos e cotovelos. A partir da distribuição das tensões de aderência ao longo dos varões, foi avaliada a possibilidade de redução do comprimento das ancoragens.

A forma e as dimensões dos ganchos corresponderam ao tamanho mínimo definido pelos códigos, Structural Concrete Building Code ACI 318-92 e Japan Society of Civil Engineers JSCE

2005. Os varões com a forma de cotovelo tinham um comprimento de 12 diâmetros após o mandril (Figura 2.26 b). Os varões em gancho tinham um comprimento adicional de 4 diâmetros após o gancho (Figura 2.26 c). O raio do mandril era de 2.5 diâmetros (Figura 2.26 c).

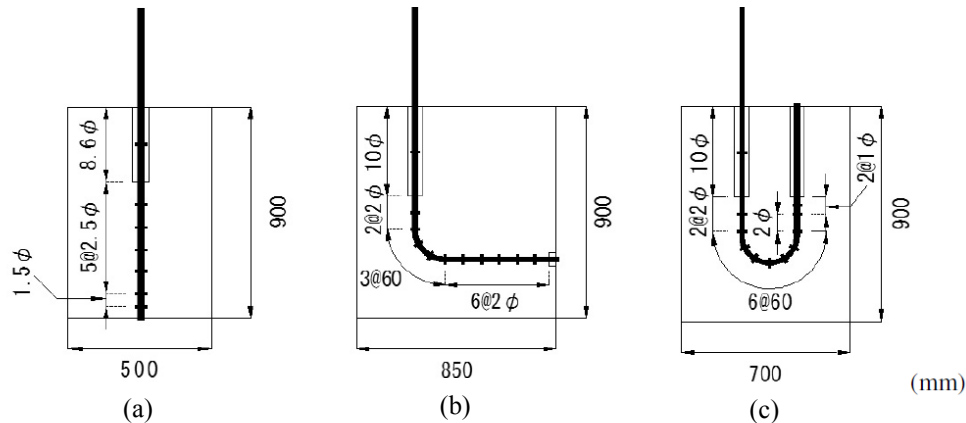


Figura 2.26: Modelo da ancoragem a) reto; b) cotovelo; c) gancho - Hiroshi Shima e Satoru Fukuju [40]

Em ambos os casos, os varões foram embebidos em blocos de betão paralelepípedicos, de altura 900 mm e comprimento 500 mm. A largura era variável de acordo com o comprimento dos cotovelos e dos ganchos. Na extremidade carregada tinha uma parte não ligada ao betão. A secção transversal dos provetes foi executada com uma largura suficiente para impedir que a rotura se desse por fissuração do betão na ligação.

O valor de cálculo do comprimento das ancoragens embebidas, dado pela código Japan Society of Civil Engineers JSCE 2005, de 23 diâmetros, foi obtido pela Equação 2.8.

$$l = \alpha \times \frac{f_y}{4 \times f_{b0}} \times \phi \quad \text{Equação 2.8}$$

Em que:

l - comprimento da ancoragem, dado em mm;

α - parâmetro que tem em conta a aderência do varão, a dimensional;

f_y - tensão resistente à tração de cálculo do varão, dado em MPa;

f_{b0} - tensão resistente do betão à tração, dado em MPa;

ϕ - diâmetro do varão, dado em mm.

Desta pesquisa, as conclusões retiradas são as seguintes:

- A tensão de aderência dos varões em cotovelo e dos varões em gancho aumentou no intervalo entre o ponto de início do mandril até aos 45° de ângulo do mandril;
- A distribuição da tensão de aderência local ao longo dos varões, quer dos varões em cotovelo quer dos varões com gancho, não é diferente na parte exterior dos 45° de ângulo do mandril, a partir do ponto de início do mandril;
- Quando a magnitude da tensão de aderência do local na extremidade livre é utilizada como referência, existe a possibilidade de aumentar o comprimento para lá do ponto final da parte de dobragem.

2.7.14 Young Hye Kim – 2009 [29]

Este estudo teve como finalidade fazer uma revisão dos vários tipos de ancoragens com gancho, através dos vários géneros de dimensionamento, de varões e de betão.

As ancoragens em gancho e cotovelo são utilizadas quando as ancoragens com varões retos não dispõem do espaço suficiente para serem eficientes. O código Structural Concrete Building Code ACI 318-08 fornece dimensões para ancoragens em cotovelo e em gancho. Quando uma força de tração é aplicada a uma ancoragem com a forma de cotovelo e de gancho, a força é resistida por aderência na superfície entre o varão e o betão. Para cotovelos, assim que as forças de tração atingem o seu valor máximo, o interior do mandril pressiona o betão e a cauda do cotovelo vai-se endireitando à qual as tensões de compressão do betão se opõem. Quando a ancoragem em cotovelo atinge a rotura, ocorre o esmagamento do betão dentro do mandril. Se o recobrimento não for o suficiente, o varão poderá sair lateralmente.

Em ligações exteriores comuns viga - pilar, o comprimento de um gancho e do cotovelo (l_{dh}) baseia-se na equação do código Structural Concrete Building Code ACI 318-08. De acordo com a geometria da estrutura, este código define os multiplicadores e os fatores de redução a aplicar. O comprimento calculado deve ser utilizável dentro da estrutura de betão e o comprimento do gancho ou cotovelo deverá ser inferior à espessura da viga ou pilar.

Para as ligações viga - pilar de betão reforçado de SRC (*steel reinforced concrete*), o comprimento disponível para instalar uma ancoragem em cotovelo ou em gancho poderá ser menor que o exigido, devido à obstrução da armadura no pilar. Para amarrar a ancoragem, existem outras opções, tais como:

- Acrescentar mais varões para reduzir o comprimento da ancoragem Structural Concrete Building Code ACI 318-08, secção 12.5.3. apesar de reduzir l_{dh} , existem desvantagens porque a carga “morta”, peso próprio da estrutura pode aumentar se forem necessários

elementos de maiores dimensões, a acumulação da armadura pode aumentar e o modo de construção pode ser dificultado, nomeadamente no que à betonagem diz respeito;

- A utilização de varões soldados a chapas de topo entre as flanges de aço baseia-se no conceito de que a tração nas barras é resistida pela capacidade das soldaduras. No entanto, os varões soldados são proibidos pela Structural Concrete Building Code ACI 318-08;
- A flange e a rede de aço que envolvem a ancoragem podem fornecer confinamento aos ganchos e aos cotovelos e aumentar a sua capacidade resistente;
- A chapa entre as flanges de aço atua como um diafragma, ao resistir à tração dos varões soldados e ao transferi-la à flange embebida do pilar. Quando a tensão é aplicada no varão, a chapa colocada dentro do mandril irá ajudar a resistir à compressão no interior do mandril.

2.7.15 Sílvia Louro – 2011 [32]

Neste estudo foram feitos cinco tipos de ensaios de arrancamento monotónicos “Pull-Out” para estudar o comportamento da aderência, fazendo variar o tipo de ancoragem, a superfície dos varões, liso ou nervurado, e o seu diâmetro de 8 mm, 10 mm, 12 mm e 16 mm, respetivamente.

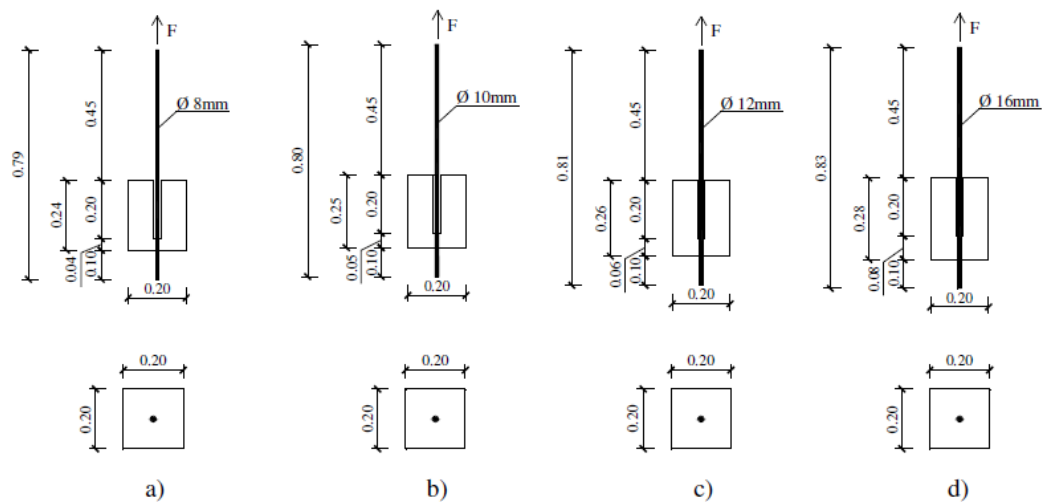


Figura 2.27: Modelo de arrancamento a) 8 mm; b) 10 mm; c) 12 mm; d) 16 mm segundo a EN10080 [7] - Sílvia Louro [32]

O ensaio de arrancamento “Pull-Out” com ancoragem em gancho. Nestes ensaios ao arrancamento é medida somente a resistência dos ganchos, uma vez que os comprimentos retos estão desligados do betão conforme é ilustrado na Figura 2.28.

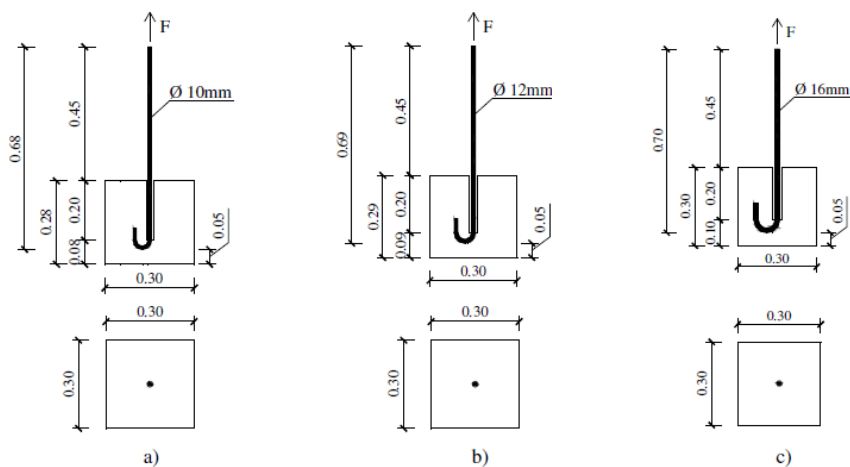


Figura 2.28: Modelo de ensaios de arrancamento com ancoragem só com gancho para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]

Apresenta-se de seguida na Figura 2.29 os modelos dos ensaios realizados, para que tenha sido possível determinar a relação aderência - deslizamento, sem ganchos em varões lisos.

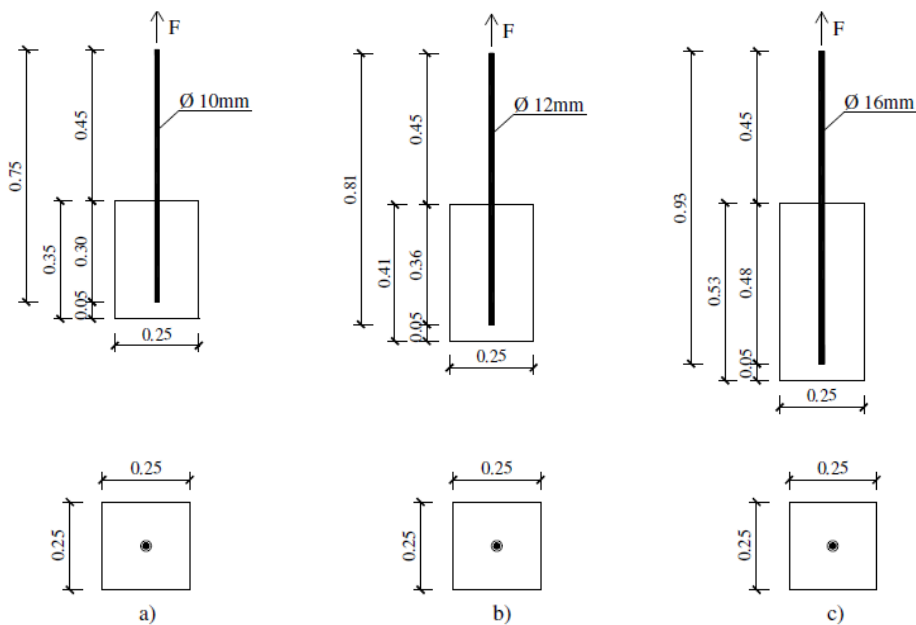


Figura 2.29: Modelos de ensaios de arrancamento com ancoragem sem gancho para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]

Na Figura 2.30 é ilustrado o ensaio de arrancamento “Pull-Out” com ancoragem, com gancho e comprimento reto. Estes ensaios foram realizados somente com varões lisos.

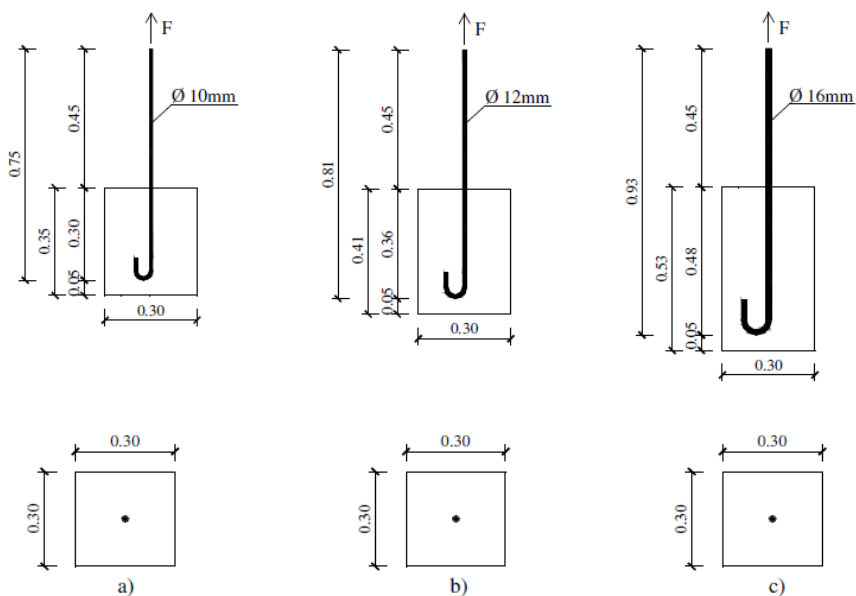


Figura 2.30: Modelo de ensaios de arrancamento com ancoragem completa com gancho para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]

Na Figura 2.31 é ilustrado o tipo de ensaios realizados para determinar a relação aderência - deslizamento de acordo com as especificações CEB-217 [9].

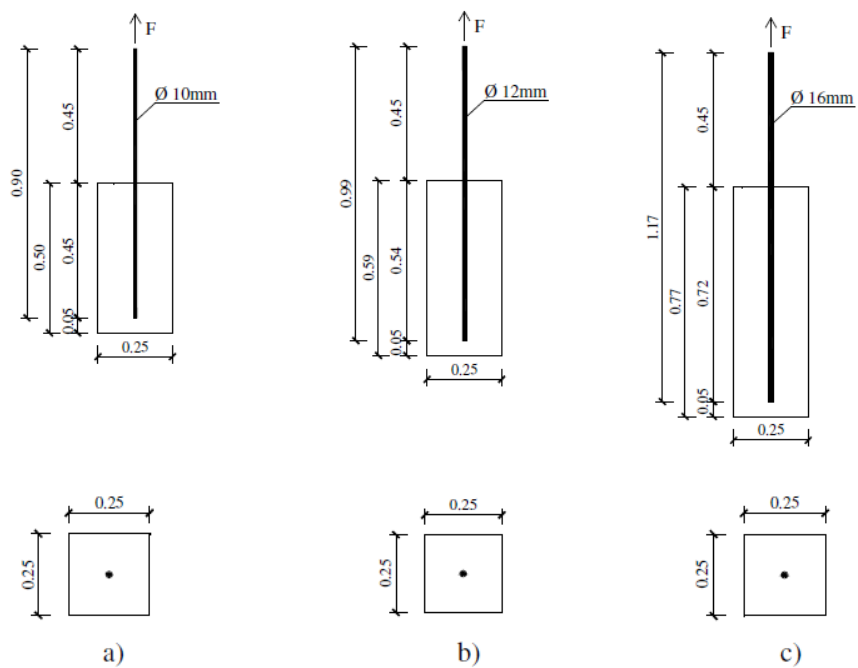


Figura 2.31: Modelos de ensaios de arrancamento com ancoragem segundo o CEB-217 [9] para diâmetros: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 16 mm - Sílvia Louro [32]

Após os estudos, a autora chegou a diversas conclusões para cada tipo de ancoragem.

Nos ensaios de ancoragens sem gancho:

- A superfície dos varões tem bastante influência nos resultados. A diminuição de tensão nos varões ocorre mais facilmente em varões lisos, no qual o aumento de tensões no aço pode ocorrer devido às irregularidades da sua superfície;
- O diâmetro dos varões tem pouca influência nos resultados, tendo sido possível observar valores de tensão idênticos em diâmetros e ensaios diferentes;
- A tensão média tem tendência a baixar para comprimentos de ancoragem longos;
- A armadura nervurada para condições idênticas chega a suportar tensões doze vezes superior à armadura lisa.

Nos ensaios de ancoragens com gancho:

- O diâmetro tem influência nos resultados porque a tensão no gancho depende diretamente da resistência do aço;
- O comprimento recto das ancoragens com gancho não influencia a variação da tensão provocada no gancho.

2.7.16 W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann – 2012 [5]

Habitualmente, as ligações aço - betão são realizadas com ancoragens de chapas, de aço, com pequenos varões, semelhantes a varões com cabeça soldada “*headed studs*” Figura 2.32. Para aumentar a resistência, são colocados estribos junto às chapas de topo, como a armadura suplementar, Figura 2.33. A tração dá origem a um cone de fissuração que se desenvolve a partir de fissuras na cabeça dos “*headed studs*”.

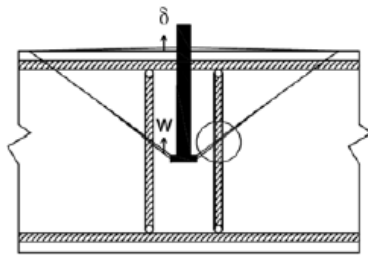


Figura 2.32: Varões com cabeça soldada “headed studs” - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]

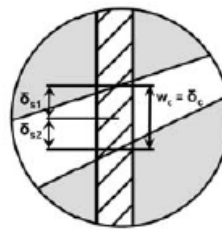


Figura 2.33: Esquema estribos junto à chapa - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]

Se a propagação das fissuras atingir os varões da ancoragem, a carga é transferida para os estribos. Esta transferência, bem como o comportamento do deslizamento sob o carregamento de ambos os componentes, depende da diminuição da carga no betão e da rigidez dos estribos.

Devido ao comportamento diferente da parte reta e da cabeça da ancoragem, podem ser utilizadas diferentes análises para o cálculo em função do deslizamento. A parte reta será discretizada e descrita com as fórmulas das ligações locais tensão - deslizamento para varões. A cabeça de ancoragem será tratada separadamente como um elemento no qual a rigidez é definida e será calculado empiricamente. O comportamento genérico de uma ancoragem pode ser modelado com molas conforme é ilustrado na Figura 2.34. Cada mola é equivalente a um elemento discreto da parte reta com propriedades de acordo com a relação tensão - deslizamento local. O último elemento na extremidade da barra tem as propriedades da função da cabeça de ancoragem.

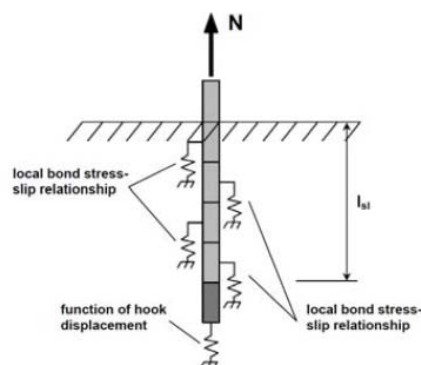


Figura 2.34: Modelo teórico com recurso a molas de uma ancoragem com uma parte reta - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]

Os valores para a relação tensão de aderência - deslizamento podem ser calculadas de acordo com o método proposto por Lettow, em 2006 [17]:

$$\tau_{max} = 20 \times f_R^{0.8} \times f_{cm}^{0.5} \quad \text{Equação 2.9}$$

$$\tau_f = 0.4 \times \tau_{max} \quad \text{Equação 2.10}$$

$$S_1 = \frac{\tau_{max}}{120 \times f_R \times 0.23 \times f_{cm}} \quad \text{Equação 2.11}$$

$$S_2 = S_1 \times S_{plateau} \quad \text{Equação 2.12}$$

$$S_3 = c_m \quad \text{Equação 2.13}$$

$$f_R = \frac{a_m}{c_m} \quad \text{Equação 2.14}$$

Em que:

τ_{max} - tensão máxima de aderência, dado em Pa;

τ_f - tensão residual de aderência, dado Pa;

f_R - relação entre altura e a distância entre nervuras;

S_1 - valor de deslizamento no primeiro troço, dado em mm;

S_2 - valor de deslizamento onde é atingido a τ_{max} , dado em mm;

S_3 - valor de deslizamento onde é atingido τ_f , dado em mm;

a_m - altura média das nervuras, dado em mm;

c_m - distância média entre nervuras, dado em mm.

Os ensaios experimentais foram realizados com ancoragens em gancho de diâmetros de 8 mm, 12 mm e 16mm, respetivamente. A resistência à compressão do betão variou, bem como os parâmetros geométricos. O deslizamento foi medido no início do gancho. A parte reta da ancoragem foi desligada do betão com um tubo de plástico.

A função empírica do deslizamento do gancho foi determinada estatisticamente recorrendo aos valores de carga nos pontos de deslizamento de 0.05 mm, 0.1 mm, 0.2 mm e 0.3 mm. A avaliação das curvas experimentais dos ensaios forneceu a seguinte Equação 2.15, para o deslizamento dos ganchos.

$$N_h = 71.6 \times \sqrt{f_{cm}} \times d_s^2 \times \sqrt{\delta_h} \quad \text{Equação 2.15}$$

Em que:

N_h - carga aplicada;

f_{cm} - resistência média de tração em provetes cilíndricos;

d_s - diâmetro do varão;

δ_h - deslizamento do varão medido no início do mandril.

A forma da curva tensão - deslizamento depende do comprimento da parte reta da ancoragem. Desta forma, se o comprimento da parte reta for nulo, a curva pode ser descrita somente pela função do gancho. Se o comprimento da parte reta for muito grande, o deslizamento no gancho é praticamente negligenciável (varão infinitamente longo). O deslizamento da parte reta, sem o gancho no final, medido na extremidade sem carregamento, torna-se menor com o aumento do comprimento do embebedimento.

Se não ocorrer deslizamento na extremidade não carregada do varão recto, um gancho existente não terá qualquer influência no comportamento do deslizamento. Da mesma forma, o aumento da profundidade do embebedimento não terá influência na curva carregamento - deslizamento, para deslizamento medido na superfície do betão. As curvas de deslizamento podem ser definidas como as curvas de varões infinitamente longos.

A função proposta não depende do comprimento da parte reta nem da profundidade do embebedimento. A função do deslizamento do gancho com uma parte reta pode ser calculada de acordo com a função, Equação 2.16.

$$N_h = 115.6 \times \sqrt{f_{cm}} \times d_s^{1.9} \times \delta_{hv}^{0.62} \quad \text{Equação 2.16}$$

Em que:

N_h - carga aplicada;

f_{cm} - resistência média de tração em provetes cilíndricos;

d_s - diâmetro do varão;

δ_{hv} - deslizamento do varão medido no início do ensaio até à rotura da ancoragem.

A função é praticamente igual à curva analítica carga - deslizamento do gancho com uma parte reta de $4 d_s$.

Para verificar a função proposta, foram efectuados ensaios cíclicos de arrancamento em provetes com dois varões com uma parte reta Figura 2.13, até atingir a resistência elástica máxima dos varões. Os diâmetros ensaiados foram de 8 mm, 14 mm e 16 mm, respetivamente. O

comprimento da parte reta variou entre $3 d_s$ e $15 d_s$, sendo d_s o diâmetro do varão. O deslizamento do varão foi medido na superfície do betão. As curvas de deslizamento dos varões registados experimentalmente mostram que a própria forma da curva é insensível ao comprimento da parte reta.

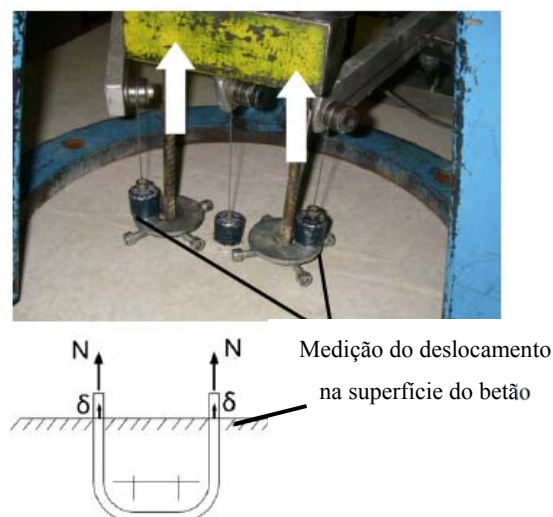


Figura 2.35: Modelo de ensaio com recurso a dois varões - W. Berger, R. Eligehausen, J. Hofmann [5]

A função proposta para o deslizamento do gancho com uma parte reta é independente do comprimento da porção reta. É justificável porque as duas curvas básicas são idênticas. Estas são descritas pela função do deslizamento do gancho e pela curva que descreve o deslizamento do varão infinitamente longo.

A função pode ser utilizada para determinar a capacidade de resistência à tracção de varões com cabeça soldada e armadura suplementar.

Em ligações com armadura suplementar, betão e armadura interagem. As cargas no betão e nas ancoragens podem ser descritas como função da largura das fissuras. A função apresentada pode ser utilizada para obter a curva carga - largura da fissuração para a armadura suplementar, assumindo que o deslizamento de estribos é igual à largura das fissuras.

2.7.17 Nichole Podhorsky e Lesley Sneed – 2012 [36]

O objetivo do estudo, foi avaliar a influência potencial do ângulo de inclinação com a horizontal de varões A615 Gr60 ASTM de ancoragem com ganchos na resistência, por aderência em betão.

Nos provetes utilizados neste estudo os ganchos e cotovelos foram colocados em ângulos variados para comparar ângulos de inclinação, tipos de cotovelo e geometria da ancoragem.

Doze provetes com varões únicos e outros doze com múltiplos varões de ancoragem foram ensaiados por carregamentos axiais nos respectivos varões.

As variáveis estudadas foram: o ângulo de inclinação dos ganchos e cotovelos, o tipo de mandril do aço, o comprimento da amarração e o efeito de grupo. Os quatro ângulos de inclinação de ganchos foram avaliados, 0° - horizontal, 22.5°, 45° e 90° - vertical.

Foram estudados provetes para dois tipos de extremidade de viga: varões singulares Figura 2.36 e Figura 2.37, os varões múltiplos, este últimos com três unidades, Figura 2.38. Os provetes com varões múltiplos ensaiados, foram unicamente com a forma de cotovelo e de inclinações 0° e 22.5°. O espaçamento entre os varões também variou: 0.5 A, A e 2 A. Todos os provetes tinham 76.2 mm de recobrimento na face de trás e na face da cauda do cotovelo e gancho, 101.60 mm de recobrimento no gancho e 3 d_b de recobrimento na parte de baixo para prevenir a fissuração do betão nessa zona. O recobrimento de betão desde o fim da cauda do gancho até ao topo do provete variou de acordo com a orientação do gancho e d_b , > 76.2 mm.

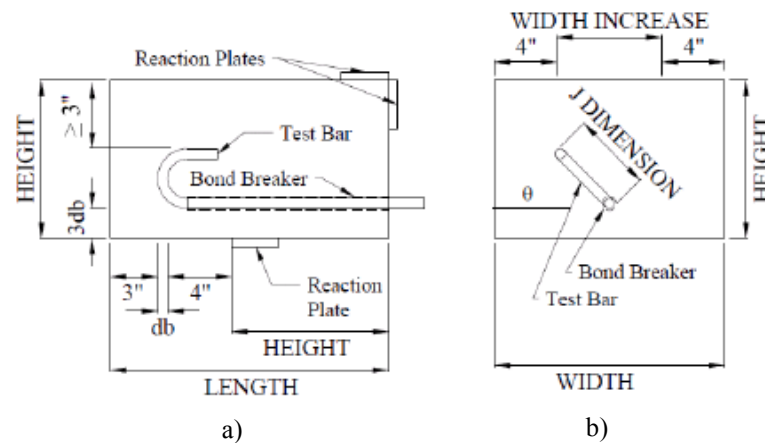


Figura 2.36: Modelo de ancoragem singulares com a geometria de gancho em polegadas: a) vista lateral; b) vista superior - Nichole Podhorsky e Lesley Sneed [36]

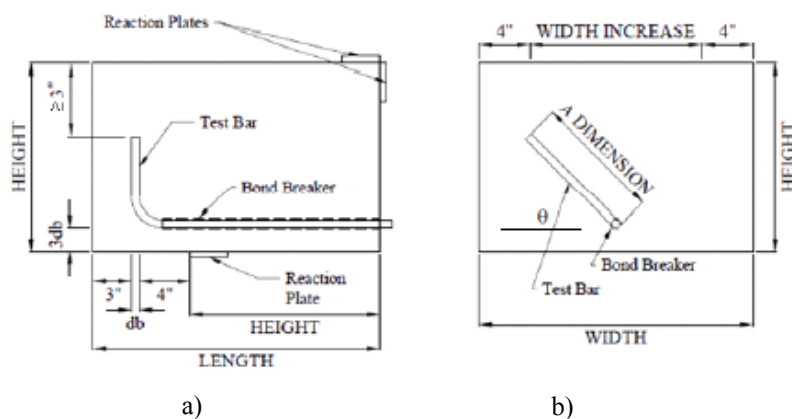


Figura 2.37: Modelo de ancoragem singulares com a geometria de cotovelo em polegadas: a) vista lateral; b) vista superior - Nichole Podhorsky e Lesley Sneed [36]

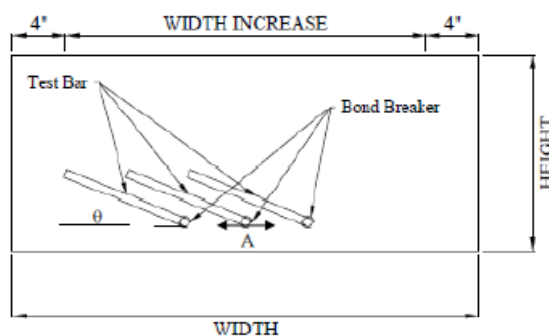


Figura 2.38: Modelo de ancoragem múltiplas com a geometria de cotovelo em polegadas - Nichole Podhorsky e Lesley Sneed [36]

Tendo em conta os resultados obtidos, foi possível tirar as seguintes conclusões:

Nos provetes com varões singulares:

- O modo de rotura de todos os provetes foi dada pela cedência dos varões;
- A tensão máxima em todos os varões isolados em provetes foi idêntica devido ao modo de rotura ser o mesmo, bem como, a resistência à deformação de todos os varões;
- Não foram registadas tendências em provetes com varões isolados no que diz respeito a deslizamento sob a tensão máxima e em diferentes variáveis.

Nos provetes com varões múltiplos:

- Para um dado provete, enquanto que a carga aplicada em cada uma dos três varões foi quase a mesma, o deslizamento medido sob a tensão máxima variou com a posição do varão;

- Varões com espaçamento menor tiveram deslizamentos maiores medidos sob a tensão máxima;
- Varões com ângulo de inclinação maior, a partir do horizontal – 0°, mostraram maiores deslizamentos medidos sob a tensão máxima.

Estabelecendo a comparação entre provetes com apenas um varão e provetes com múltiplos varões:

- Os deslizamentos dos varões em provetes com um único varão foram similares aos medidos em provetes com varões múltiplos, com espaçamentos a variar de A a 2 A, onde 2 A representa grandes espaçamentos.

2.7.18 Ricardo Santos – 2012 [39]

O objetivo do estudo foi caracterizar a resistência da aderência em ligações aço - betão através de ensaios de arrancamento “*Pull- Out*”. As variáveis consideradas foram: o diâmetro dos varões, os tipos de aço, normal e de alta aderência, o confinamento, a existência ou não de estribos e os tipos de vibração do betão mecânica ou manual.

Foram realizados cinquenta ensaios de arrancamento onde as variáveis foram: a resistência de varões, A400 NRSD e A500 NRSD nervurados; o diâmetro dos varões 8 mm, 12 mm, 16 mm e 20 mm; a superfície dos varões nervurados e lisos; os tipos de betão C16/20 e C30/37; a compactação do betão mecânica e manual; os tipos de amarração, retos com varões longitudinais, e retos sem varões longitudinais; com cotovelo com varões longitudinais, e com cotovelos sem varões longitudinais; com gancho a 135°.

As conclusões que o autor retirou são as seguintes:

- A aderência varia com o diâmetro dos varões nervurados;
- Quanto maior a resistência do betão, maior a sua tensão de aderência;
- Os comprimentos de amarração definidos pelo CEB-217 [9] são suficientes uma vez que nos ensaios os varões entraram em rotura por tração;
- No caso dos varões de 12 mm, a maior tensão de aderência regista-se nos varões de aço A400 NRSD e não nos varões de aço A500 NRSD;
- A vibração mecânica do betão aumenta em 16% a aderência aço - betão;
- Os estribos amarrados a varões longitudinais sem gancho 12 mm aumentam residualmente a aderência aço - betão;
- Em varões lisos de 8 mm de diâmetro em cotovelo, a tensão de aderência do cotovelo aumenta cerca de 10% com a presença de um varão longitudinal;

- As Equação 2.17 e Equação 2.18 fornecem valores mais aproximados para τ tendo em conta os diâmetros dos varões:

$$\tau = \tau_{max} \times \left(\frac{s}{s_1}\right)^{0.24}, \text{ em que } 0 \leq s \leq s_1 \text{ e varões } 8 \text{ mm} \leq \Phi \leq 12 \text{ mm} \quad \text{Equação 2.17}$$

$$\tau = \tau_{max} \times \left(\frac{s}{s_1}\right)^{0.15}, \text{ em que } 0 \leq s \leq s_1 \text{ e varões } 16 \text{ mm} \leq \Phi \leq 20 \text{ mm} \quad \text{Equação 2.18}$$

2.8 Regulamentos e Códigos

Qualquer armadura deve ser ancorada de modo a que os seus esforços sejam totalmente transmitidos para o betão, por meio da aderência.

A ancoragem é constituída por um comprimento reto, um comprimento de amarração, seguida ou não de cotovelo ou gancho e um prolongamento reto do cotovelo ou do gancho.

São apresentados, de seguida, os processo de cálculo da NP EN 1992-1-1 [27], *fib* Model Code 2010 [14] e o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4].

2.8.1 Eurocódigo NP EN 1992 1-1 [27]

Esta norma tem em conta diversos parâmetros como: o diâmetro mínimo do mandril (Tabela 2.2), o diâmetro do mandril em relação à rotura do betão “ $\phi_{m,mim}$ ” (Equação 2.19), o valor de cálculo da tensão de rotura da aderência “ f_{bd} ” (Equação 2.20), o valor de cálculo da resistência do betão à tração “ f_{ctd} ”, e as características de ancoragem e de outros fatores condicionantes. Sendo assim, o comprimento de amarração “ l_{bd} ”, nesta norma é obtido pela Equação 2.22.

Diâmetro mínimo do mandril.

Tabela 2.2: Diâmetro mínimo do mandril a fim de evitar danificar a armadura - NP EN 1992-1-1 [27]

Diâmetro do varão	Diâmetro mínimo do mandril para cotovelo, gancho e laços
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ
$\phi > 16 \text{ mm}$	7ϕ

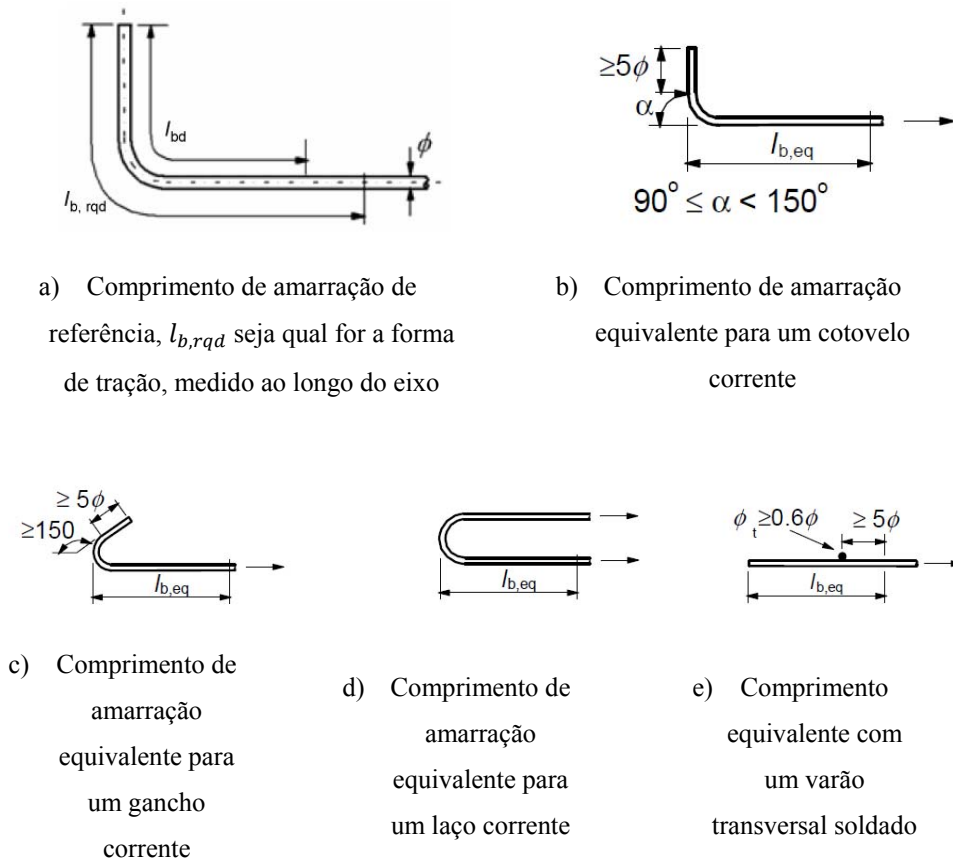


Figura 2.39: Tipos de amarração para além da de prolongamento reto - NP EN 1992-1-1 [27]

Dispensa a verificação do diâmetro do mandril em relação à rotura do betão caso se verificarem as seguintes condições:

- A amarração necessária do varão não ultrapassa 5ϕ para além da extremidade da parte curva;
- O varão não esteja junto ao bordo (plano de dobragem próximo do paramento do betão) e exista um varão transversal com diâmetro $\geq \phi$ no interior da parte curva;
- O diâmetro do mandril seja superior ou igual aos valores recomendados, Tabela 2.2.

No caso contrário, o diâmetro do mandril, “ $\phi_{m,mim}$ ”, deverá ser aumentado de acordo com Equação 2.19.

$$\phi_{m,mim} \geq \frac{F_{bt} \times \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2 \times \phi} \right)}{f_{cd}} \quad \text{Equação 2.19}$$

Em que:

F_{bt} - força de tração devida às ações últimas no início da parte curva, de um varão ou de um agrupamento de varões em contacto;

a_b - é um dado varão (ou agrupamento de varões em contacto), sendo metade da distância entre eixos de varões (ou agrupamentos de varões) medida na perpendicular ao plano de dobragem. Para um varão ou agrupamento de varões próximos do parâmetro, a_b deverá ser considerado igual ao recobrimento acrescido de $\frac{\phi}{2}$;

f_{cd} - não deverá ser superior ao correspondente à classe de betão C55/67.

Tensão de rotura da aderência.

O valor de cálculo da tensão de aderência, f_{bd} para varões de alta aderência poderá ser considerado igual à Equação 2.20.

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad \text{Equação 2.20}$$

Em que:

f_{ctd} - valor de cálculo da resistência do betão à tração simples. Devido à crescente fragilidade do betão com o aumento da resistência, $f_{ctk,0,05}$ deverá ser limitado, para o presente efeito, ao valor correspondente à classe C 60/75, a não ser que se possa verificar que a tensão de rotura média de aderência aumenta para além deste limite;

η_1 - coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem, tomado os seguintes valores:

- $\eta_1=1.0$ para condições de “boa” aderência;
- $\eta_1=0.7$ para todos os outros casos e para varões em elementos estruturais construídos com cofragem deslizante, a não ser que se possa demonstrar que as condições são “boa” aderência;

η_2 - relacionado com o diâmetro do varão:

- $\eta_2=1.0$ para $\phi \leq 32$ mm;
- $\eta_2 = \frac{132-\phi}{100}$ para $\phi > 32$ mm.

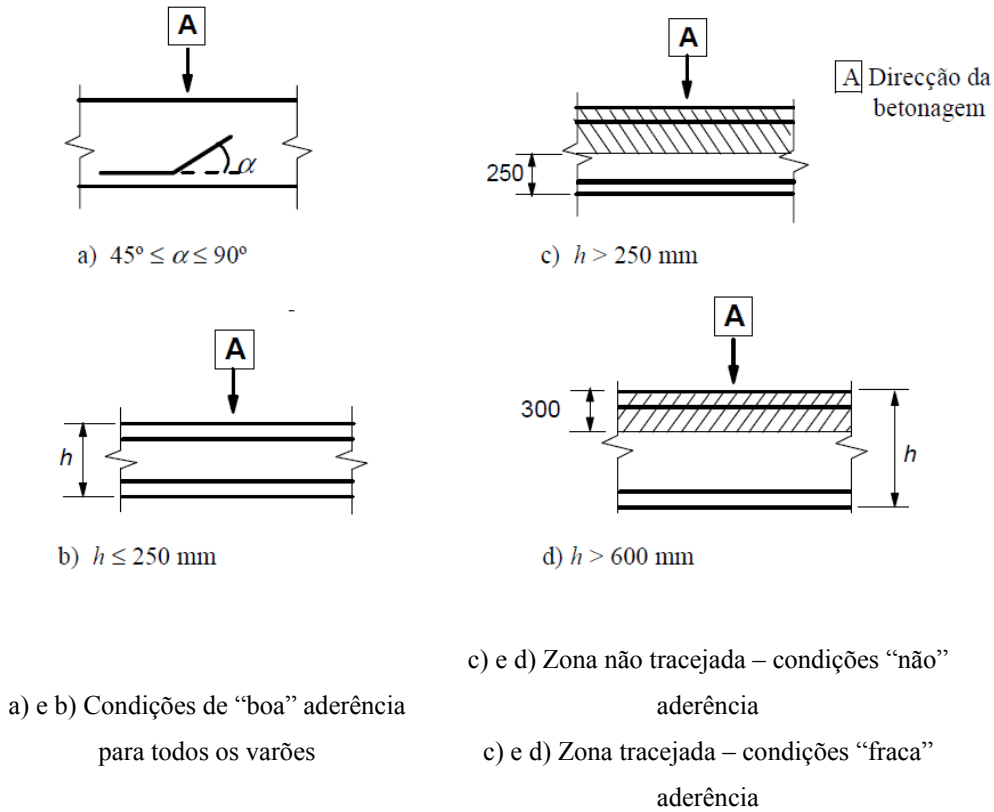


Figura 2.40: Representação de condições de aderência - NP EN 1992-1-1 [27]

Comprimento de amarração de referências.

O comprimento de amarração de referência, $l_{b,rqd}$ é dado pela Equação 2.21, necessário para amarrar a força $A_s \times \sigma_{sd}$ instalada num varão reto, admitindo uma tensão de aderência constante igual a f_{bd} .

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad \text{Equação 2.21}$$

Em que:

σ_{sd} - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd} - obtido a partir da Equação 2.20.

Comprimento de amarração de cálculo.

O comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} é obtido pela Equação 2.22.

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad \text{Equação 2.22}$$

Em que:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ e α_5 - são fatores indicados na Tabela 2.3.

α_1 - tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um, recobrimento adequado (Figura 2.39);

α_2 - tem em conta o efeito do recobrimento mínimo de betão (Figura 2.41).

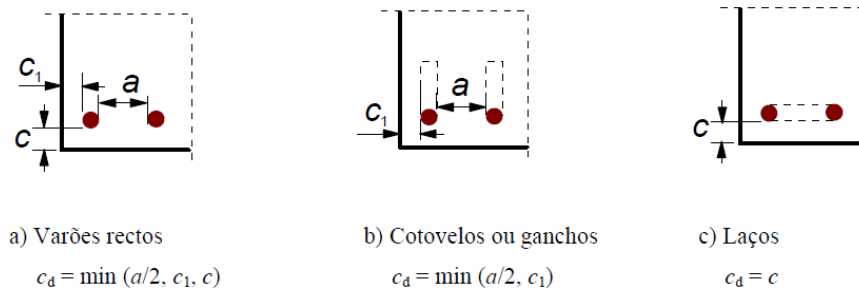


Figura 2.41: Valores c_d para vigas e lajes - NP EN 1992-1-1 [27]

α_3 - tem em conta o efeito de cintagem das armaduras transversais;

α_4 - tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ($\phi_t > 0.6 \phi$) ao longo do comprimento de amarração de cálculo l_{bd} ;

α_5 - tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

$\alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5$ - tem de tomar o valor ≥ 0.7 ;

$l_{b,rqd}$ - é obtido pela Equação 2.21;

$l_{b,min}$ - é o comprimento de amarração mínimo se não existir nenhuma outra limitação:

- Para amarrações de varões tracionados: $l_{b,min} \geq \max \begin{cases} 0.3 \times l_{b,rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$;
- Para amarrações de varões comprimidos: $l_{b,min} \geq \max \begin{cases} 0.6 \times l_{b,rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$.

Tabela 2.3: Valores dos coeficientes ($\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ e α_5) - NP EN 1992-1-1 [27]

Fator de Influência	Tipo de amarração	Armadura para betão armado	
		Tracionada	Comprimida
Forma dos varões	Reta	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	Outras não retas Figura 2.39 b), c) e d)	$\alpha_1 = 0.7$ se $c_d > 3 \phi$ Caso contrário $\alpha_1 = 1.0$, ver Figura 2.41 para valores de c_d	$\alpha_1 = 1.0$
Recobrimento das armaduras	Reta	$\alpha_2 = 1 - 0.15 \times \frac{c_d - \phi}{\phi}$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
	Outras não retas Figura 2.39 b), c) e d)	$\alpha_2 = 1 - 0.15 \times \frac{c_d - 3 \phi}{\phi}$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
Cintagem das armaduras transversais não soldadas à armadura principal	Todos tipos	$\alpha_3 = 1 - K \times \lambda$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_3 = 1.0$
Cintagem das armaduras transversais soldadas	Todos os tipos posição e diâmetro, como representado na Figura 2.39 e)	$\alpha_4 = 0.7$	$\alpha_4 = 0.7$
Cintagem por compressão transversal	Todos tipos	$\alpha_3 = 1 - 0.04 \times p$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	-

Em que:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s},$$

$\sum A_{st}$ área da secção transversal das armaduras transversais ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

$\sum A_{st,min}$ área mínima da secção das armaduras transversais, $0.25 A_s$ para vigas e $0 A_s$ para lajes;

A_s área da secção de um único varão amarrado, de diâmetro máximo;

K valores indicados na Figura 2.42;

p pressão transversal MPa no estado limite último ao longo l_{bd} .

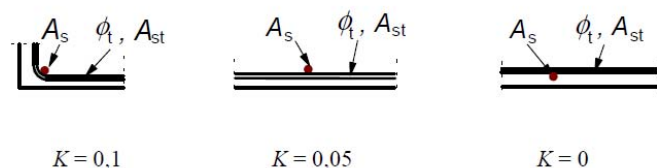


Figura 2.42: Valores de K para vigas e lajes - NP EN 1992-1-1 [27]

2.8.2 fib Model Code 2010 [14]

Neste documento têm de ser satisfeitas as regras práticas da Figura 2.43, e caso as condições descritas se verifiquem utiliza-se a Equação 2.23. Caso não satisfaça qualquer uma dessas condições, determina-se l_b para cada modelo de ancoragem, e para estas situação tem que se calcular em primeiro lugar uma nova força de ligação f_{bd} . Posteriormente, é calculado o comprimento de amarração l_b para os diversos modelos de ancoragem, para o varão reto, Equação 2.26, para cotovelo e gancho, Equação 2.28, para ancoragens de cabeça e varões sujeitos à compressão, Figura 2.44.

Diâmetro mínimo do mandril

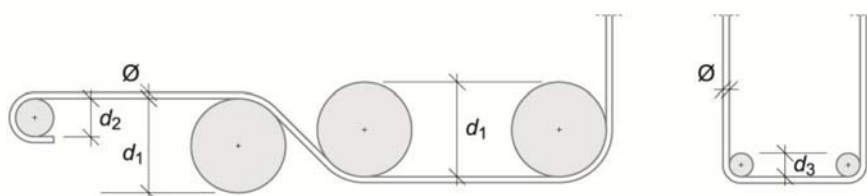


Figura 2.43: Tipos de amarração para além do prolongamento reto - fib Model Code 2010 [14]

Em que:

- Curvas

$$d_1 = 15 \phi;$$

- Gancho

$$d_2 = \begin{cases} 6 \phi & \text{se } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 8 \phi & \text{se } 16 \text{ mm} < \phi \leq 30 \text{ mm} ; \\ 10 \phi & \text{se } 30 \text{ mm} < \phi \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

-Cotovelo

$$d_3 = 4 \phi;$$

-Se existir armadura transversal, os diâmetros do mandril podem ser reduzidos;

- Gancho
$$d_2 = \begin{cases} 4 \phi & \text{se } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 7 \phi & \text{se } 16 \text{ mm} < \phi \leq 30 \text{ mm} \\ 10 \phi & \text{se } 30 \text{ mm} < \phi \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Se o diâmetro mínimo do mandril foi respeitado e as seguintes condições forem satisfeitas, l_b é dado pela Equação 2.23:

- A resistência à tração do aço for $\leq 500 \text{ MPa}$;
- O diâmetro do varão tem de ser $\leq 20 \text{ mm}$;
- Se a força for distribuída uniformemente ao longo do varão;
- A força de tração tem de ser aplicada no sentido do eixo do varão.

$$l_b = \alpha_1 \times \beta_b \times \frac{25^{0,5}}{f_{ck}} \times \frac{\phi}{\eta_3} \geq \beta_{b,min} \quad \text{Equação 2.23}$$

Em que:

l_b - comprimento de ligação;

α_1 - $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ para a ancoragem tipo AS, AB e AC Figura 2.44;

$A_{s,cal}$ - área de cálculo da armadura;

$A_{s,ef}$ - área efetiva da armadura;

α_1 - 1.0 para outras ancoragens;

η_3 - tem em conta o diâmetro do varão;

- η_3 é 1.0 para $\phi \leq 25 \text{ mm}$;
- η_3 é $\frac{25^{0,3}}{\phi}$ para $\phi \geq 25 \text{ mm}$;

β_b - é o fator dado pela Tabela 2.4 para o comprimento da ancoragem apropriado para as zonas de ligação seguintes:

- Tipo AS - varões retos em tração em zonas próximas ao fim dos elementos construtivos no qual o suporte de reação ou a carga dos andares acima, é transferida através da zona de ancoragem numa direção perpendicular ao plano, passando através dos eixos das ancoragens;
- Tipo AB - varões tracionados que terminam em gancho ou curvados nas zonas próximos dos elementos estruturais nos quais o suporte de reação ou a carga dos andares acima é transferida através da zona de ancoragem numa direção perpendicular ao(s) plano(s), passando através do eixo das ancoragens;
- Tipo AC - pilares e paredes perto do meio da fundação sujeitos a cargas de compressão;

- Tipo RS - varões retos em todas as outras situações;
- Tipo RB - varões retos a terminar em cotovelo e gancho em todas as outras situações.

$\beta_{b,min}$ - é de 15 para amarrações tipo RS e RB Figura 2.44 e para as amarrações do tipo AS, AB e AC, Figura 2.44 e toma o valor de 10.

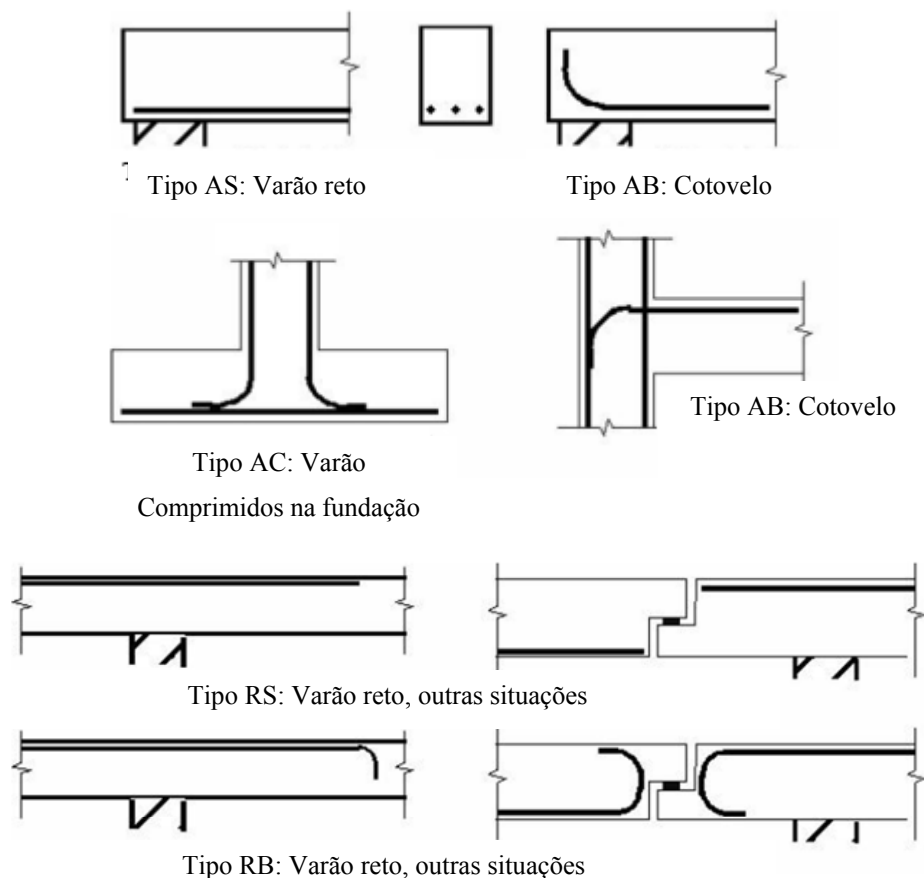


Figura 2.44: Classificação das zonas de ligação das ancoragens - *fib* Model Code 2010 [14]

Tabela 2.4: Fator de comprimento de ligação para ancoragens - *fib* Model Code 2010 [14]

Tipo	Fator de comprimento β_b			
	Posicionamento do varão			
	Boa		Mau	
	$\frac{c_{min}}{\phi} \geq 2.5$	$\frac{c_{min}}{\phi} \geq 1.0$	$\frac{c_{min}}{\phi} \geq 2.5$	$\frac{c_{min}}{\phi} \geq 1.0$
AS	42	42	59	59
AB	29	29	39	39
AC	29	-	39	-
RS	66	95	95	131
RB	41	74	74	95
Em que:				
- c_{min} é o recobrimento mínimo , para o varão reto e o gancho.				

Caso não se verifique alguma das condições mencionadas anteriormente tem que se calcular uma nova força de ligação f_{bd} dado pela Equação 2.24.

O comprimento de ligação é dado tendo em conta a nova força de ligação para as diversas situações, varão reto, Equação 2.26, cotovelos e ganchos, Equação 2.28, ancoragens de cabeça e varões sujeitos à compressão, Figura 2.44.

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \times l_{bd,0} - 2 \times p_{tr} < 2 \times f_{bd,0} - 0.4 \times p_{tr} < \frac{1.5}{\gamma_{cb}} \times \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 2.24}$$

Em que:

$$f_{bd,0} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \times \frac{f_{ck}/25^{0.5}}{\gamma_{cb}} \quad \text{Equação 2.25}$$

- η_1 coeficiente de 1.75 para varão nervuradas (incluindo varões galvanizado e reforço inoxidável), 1.4 para varões fixados por epóxi e 0.90 para varões lisos;
- η_2 posição do varão durante a betonagem que toma o valor 1.0 quando cumpre as regras, a inclinação de 45° - 90° com a horizontal da betonagem, todos os varões com inclinação inferior a 45° com a horizontal que esteja a 250 mm a partir do fundo da betonagem, ou pelo menos 300 mm da camada superficial da betonagem;
- η_2 toma o valor de 0.7 para todos outros casos de varões nervurados;
- η_2 toma o valor de 0.5 para varões lisos;
- η_3 toma os seguintes valores dependendo do diâmetro ϕ $\begin{cases} 1,0 & \text{se } \phi \leq 25 \text{ mm} \\ \frac{25^{0.3}}{\phi} & \text{se } \phi > 25 \text{ mm} \end{cases}$;

- η_4 toma seguintes valores dependendo da resistência à tração do aço

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.2 \text{ se } f_{yk} = 400 \text{ MPa} \\ 1.0 \text{ se } f_{yk} = 500 \text{ MPa} \\ 0.85 \text{ se } f_{yk} = 600 \text{ MPa} \text{ os valores podem ser obtidos por interpolação;} \\ 0.75 \text{ se } f_{yk} = 700 \text{ MPa} \\ 0.68 \text{ se } f_{yk} = 800 \text{ MPa} \end{array} \right.$$
- γ_{cb} é o coeficiente de segurança parcial e toma o valor de 1,5;
- f_{ck} é o valor característico da resistência compressão em provetes cilíndricos.

α_2 e α_3 - representa a influência de confinamento passivo α_2 e da armadura transversal α_3 , de uma forma conservadora pode tomar o valor de 1,0;

p_{tr} - média da tensão à compressão perpendicular à superfície de rotura nos estados limites últimos, onde é transversal à compressão perpendicular ao eixo do varão e atua sobre uma parte do comprimento de ligação pode ser aumentada ao longo. p_{tr} é negativo quando a tensão é transversal à compressão.

Varão reto

$$l_b = \frac{\phi \times \sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} \geq l_{b,min} \quad \text{Equação 2.26}$$

Em que:

σ_{sd} - dado por:

$$\sigma_{sd} = \alpha_1 \times f_{yd} - \frac{F_h}{A_b} \quad \text{Equação 2.27}$$

- α_1 dado por $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$;
- f_{yd} tensão de cedência à compressão do aço;
- F_h toma o valor de 0 para varões retos;
- A_b é a área de secção do varão.

f_{bd} - dado pela Equação 2.25;

ϕ - diâmetro do varão;

$$l_{b,min} - \text{maior de } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 \times \phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \\ 10 \times \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Cotovelo e Gancho

$$l_b = \frac{\phi \times \sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} \geq l_{b,min} \quad \text{Equação 2.28}$$

Em que:

σ_{sd} - dado por:

$$\sigma_{sd} = \alpha_1 \times f_{yd} - \frac{F_h}{A_b} \quad \text{Equação 2.29}$$

- α_1 dado por $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$;
- f_{yd} tensão de cedência à compressão do aço;
- $F_h = 60 \times f_{bd} \times A_b$;
- A_b área de secção do varão;

f_{bd} - é dado pela Equação 2.24 onde α_2 e α_3 tomam os valores;

- α_2 calculado a partir das dimensões da Figura 2.45;
- α_3 calculado a partir da Equação 2.24, considerando o reforço transversal perpendicular;
- p_{tr} toma o valor de 0 na Equação 2.24;

ϕ - é o diâmetro do varão;

$$l_{b,min} - \text{maior de} \begin{cases} \frac{0,3 \times \phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \\ 10 \times \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

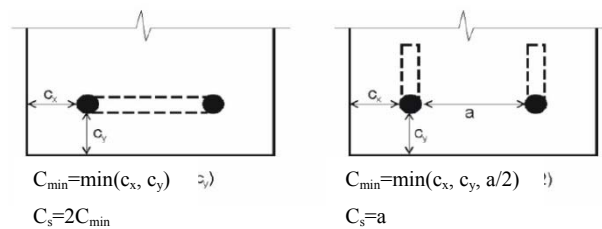


Figura 2.45: Notação para espaçamentos de varões e recobrimentos, para ganchos e ganchos retos - *fib* Model Code 2010 [14]

Ancoragem de cabeça

Podem ser considerada de dois tipos:

- Quando a capacidade de tensão instalada no varão deve estar instalada na cabeça da ancoragem, por exemplo, varões ou laços, e o betão pode estar fendilhado na direção perpendicular ao varão (Figura 2.46);

- Quando as circunstâncias em que a tensão é ancorada por uma combinação de ancoragens pela cabeça e ao longo do seu comprimento.

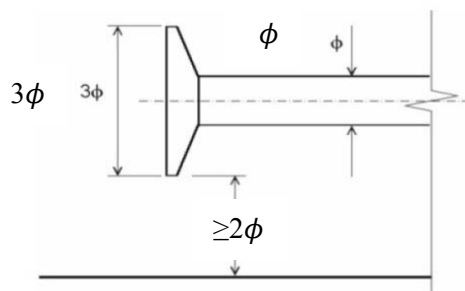


Figura 2.46: Condição para que a capacidade de rendimento total da ancoragem é desenvolvida na cabeça
- *fib Model Code 2010* [14]

2.8.3 Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4]

No presente código o comprimento de amarração l_{dh} é dado pelo Equação 2.30 tendo o em conta o fator ζ e o número do varão que para a situação de varões sob tensão é definido na Figura 2.47, em que para varões retos é definido pela Figura 2.47 e pelo ζ , para cotovelo é definido pela Figura 2.47 e pelo ζ e para gancho é definido pela Figura 2.47 e pelo ζ . O ζ varia conforme o número do varão e as características da ancoragem.

Independentemente das condições ou do tipo de gancho o valor de l_{dh} nunca pode tomar valores inferiores ao maior de $\begin{cases} 8 \times d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$.

$$l_{dh} = \frac{0.24 \times \psi_3 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c''}} \times d_b \times \zeta \quad \text{Equação 2.30}$$

Em que:

ψ_3 - toma o valor de 1.2 para ligações em epóxi e para as restantes ligações toma valor de 1;

λ - toma o valor de 0.75 para betões leves e para os restantes betões toma o valor de 1;

f_c'' - resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos, dado em MPa;

f_y - resistência à tração do aço, dado em MPa;

d_b - diâmetro do varão, dado em mm;

ζ - fator que depende do tipo de gancho e do No. varão.

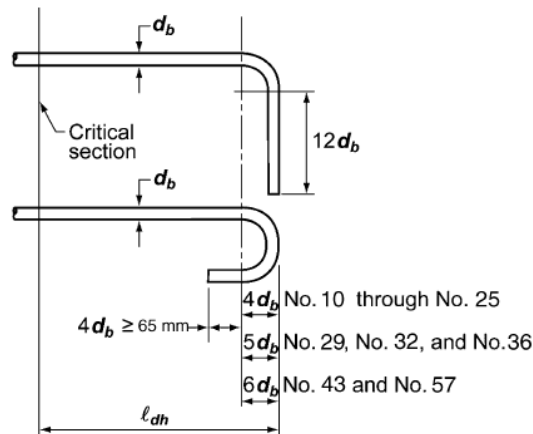


Figura 2.47: Detalhes do cotovelo e gancho - ACI 318-11 [4]

ζ para varões retos $d_b \leq \text{No. 36}$

- Para varões No.36 e inferiores, para ancoragem reta $\zeta = 0.7$, o l_{dh} nunca pode tomar valores inferiores a 65 mm;
- Para varões No.36 e inferiores, para ancoragem em cotovelo $\zeta = 0.7$, o l_{dh} nunca pode tomar valores inferiores a 50 mm.

ζ para cotovelo $d_b \leq \text{No. 36}$

- Para varões No.36 e inferiores, para ancoragem em cotovelo que sejam colocados dentro de estribos perpendiculares ao varão da ancoragem, ficando espaçada $3d_b$ entre cada varão da ancoragem e não espaçados não mais de $3d_b$ ao longo da cauda do cotovelo tomando o valor $\zeta = 0.8$.

ζ para gancho $d_b \leq \text{No. 36}$

- Para varões No.36 e inferiores, para ancoragem em gancho que sejam colocados dentro de estribos perpendiculares ao varão da ancoragem e não espaçados não mais de $3d_b$ ao longo da cauda do gancho tomando o valor $\zeta = 0.8$.

ζ para os restantes casos

- Onde ancoragem ou seu desenvolvimento f_y não é especificamente necessário reforço superiores às exigidas, o valor de $\zeta = \frac{A_{s \text{ required}}}{A_{s \text{ efectivo}}}$.

2.9 Modelo Teórico Aderência-Deslizamento Segundo fib Model Code 2010 [14]

O Model Code 2010 [14], propõe para carregamentos monótonicos um modelo analítico para representar o comportamento de aderência, que se apresenta na Figura 2.48.

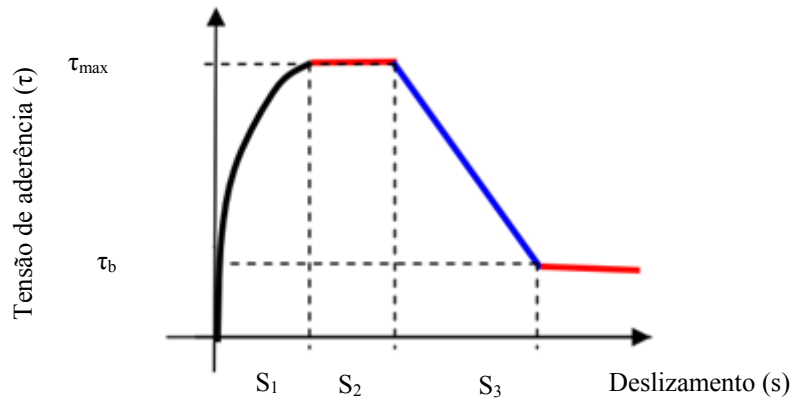


Figura 2.48: Relação tensão de aderência - deslizamento - fib Model Code 2010 [14]

A curva ascendente relativa ao primeiro troço até s_1 , refere-se à fase de esmagamento local e microfissuração. O troço horizontal seguinte $s_1 - s_2$ representa o avançado estágio de esmagamento do betão e a rotura por corte do betão entre as armaduras que corresponde ao nível máximo de tensão ou seja tensão de aderência última τ_{max} . O ramo descendente $s_2 - s_3$ corresponde ao terceiro troço, e representa a redução da aderência devido à existência de fissuras por fendilhação, ao longo da armadura. O último trecho, reta horizontal a partir de s_3 , corresponde à resistência residual.

As equações relativas a este modelo apresentam-se abaixo descritas:

$$\tau = \tau_{max} \times \frac{s^\alpha}{s_1^\alpha} \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad \text{Equação 2.31}$$

$$\tau = \tau_{max} \quad s_1 \leq s \leq s_2 \quad \text{Equação 2.32}$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \times \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \quad s_2 \leq s \leq s_3 \quad \text{Equação 2.33}$$

$$\tau = \tau_f \quad s_3 \geq s \quad \text{Equação 2.34}$$

Em que:

τ - tensão de aderência, dado em MPa;

τ_{max} - tensão de aderência máxima, dado em MPa;

α - parâmetro que influencia a forma do troço ascendente, dado em MPa;

s - deslizamento, dado em mm;

s_1 - deslizamento no ponto de tensão de aderência máxima do início do troço, dado em mm;

s_2 - deslizamento no ponto de tensão de aderência máxima do fim do troço/início do ramo decrescente, dado em mm;

s_3 - deslizamento no ponto de fim do ramo decrescente/início do ramo constante, dado em mm;

τ_f - tensão de aderência residual, dado em MPa.

Na Tabela 2.5 e na Tabela 2.6 são apresentados os parâmetros para a definição da curva teórica tensão - deslizamento segundo MC 2010 [14]. Na Tabela 2.5 são apresentados os parâmetros para quando a rotura se dá pelo arrancamento do varão “*Pull-Out*” e para uma relação de embebedimento $\geq 5\phi$ e um afastamento entre varões $\geq 10\phi$. Na Tabela 2.6 são apresentados os parâmetros para quando a rotura se dá pela separação do betão “*Splitting*” e para uma relação de $\frac{l_b}{\phi} = 5$, onde l_b representa o comprimento de embebedimento do varão.

Tabela 2.5: Parâmetros para definição da curva teórica para rotura tipo “*Pull-Out*” varões nervurados da Figura 2.48 - fib Model Code 2010 [14]

	1	2
	<i>Pull-Out</i>	
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$	
	Boas condições de aderência	Todas as outras condições de aderência
τ_{max}	$2.5\sqrt{f_{cm}}$	$1.25\sqrt{f_{cm}}$
s_1	1.0 mm	1.8 mm
s_2	2.0 mm	3.6 mm
s_3	$c_{clear}^{1)}$	$c_{clear}^{1)}$
α	0.4	0.4
τ_f	$0.4 \times \tau_{max}$	$0.4 \times \tau_{max}$
1) Distância entre nervuras do varão		

Tabela 2.6: Parâmetros para definição da curva teórica para rotura tipo “*Splitting*” para varões nervurados da Figura 2.48 - fib Model Code 2010 [14]

	3	4	5	6
Splitting				
$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$				
	Boas condições de aderência		Todas as outras condições de aderência	
	Betão não confinado	Betão confinado	Betão não confinado	Betão confinado
τ_{max}	$7.0 \times \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$8.0 \times \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$5.0 \times \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$5.5 \times \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$
s_1	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$
s_2	S_1	S_1	S_1	S_1
s_3	$1.2 \times S_1$	$0.5 \times c_{clear}^{1)}$	$1.2 \times S_1$	$0.5 \times c_{clear}^{1)}$
α	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_f	0	$0.4 \times \tau_{max}$		$0.4 \times \tau_{max}$
1) Distância entre nervuras do varão				

Capítulo 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

O presente capítulo tem como objetivo apresentar os modelos e ensaios de ancoragens realizados para estudar o fenómeno da aderência aço - betão, em betão não fendilhado e betão fendilhado. Descrevendo-se o processo construtivo dos modelos e as suas características geométricas, assim como, a caracterização dos materiais utilizados. É também enunciada a instrumentação utilizada nos ensaios, bem como o processo de execução dos ensaios.

O programa experimental consistiu no ensaio de dezasseis modelos de ancoragem, fazendo variar: a forma de ancoragem, a sua profundidade de embebimento, a aplicação da carga confinada ou não confiada e finalmente o encamisamento superficial da ancoragem. Foram realizados ensaios em provetes de betão não fendilhado e fendilhado previamente aos ensaios.

Os modelos foram realizados e ensaiados no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa. As características dos materiais utilizados neste programa experimental, neste caso o betão, para as lajes, foi adquirido na forma de betão pronto à Concretope – Fábrica de Betão Pronto, S.A.. O betão foi realizado de acordo com a NP EN206-1 [26], prevendo uma classe de resistência de C20/25, uma dimensão máxima do agregado de 20 mm e com uma classe de consistência S2. O betão utilizado nas vigas foi produzido no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa.

As principais variáveis em estudo são: a forma de ancoragem, o seu embebimento, o seu confinamento, a utilização de varão transversal na zona do mandril e o efeito da fendilhação na perda de resistência da ancoragem.

Na Figura 3.1 é apresentado o aspeto geral das lajes no início da betonagem. Na Figura 3.2 é ilustrado a vista geral da laje assim como da estrutura que foi utilizada para a sua fendilhação.



Figura 3.1: Aspeto geral das lajes - início da betonagem



Figura 3.2: Vista geral da laje preparada para ser fendilhada

3.2 Descrição dos Modelos

Os modelos de laje utilizados para simular as ancoragens distinguem-se em dois grupos, os modelos fendilhados e os modelos não fendilhados. Para cada modelo de laje foram ensaiados quatro ancoragens, sendo no total utilizadas seis lajes fendilhadas e outras seis não fendilhadas. Também foram realizadas dez vigas de 150 mm x 150 mm x 600 mm, para simular a resistência da ancoragem com um embebimento 30 mm. Para cada tipo de ancoragem foram realizados cinco provetes.

A análise foi feita interpretando deslizamentos na ancoragem, evolução da força na ancoragem, carga de rotura, efeito da fendilhação nos deslizamentos da ancoragem e a extensão no varão transversal.

Para determinar o diâmetro do mandil foram analisados três documentos: o NP EN 1992-1-1 [27], o *fib* Model Code 2010 [14] e o Structural Concrete Building Code ACI 318-11 [4], tendo-se optado por seguir as regras sugeridas na NP EN 1992-1-1 [27] (Figura 3.3).

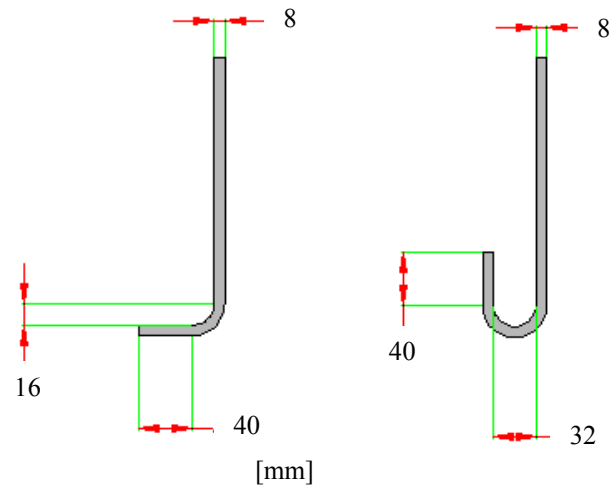


Figura 3.3: Diâmetro do mandril e comprimentos retos adotados

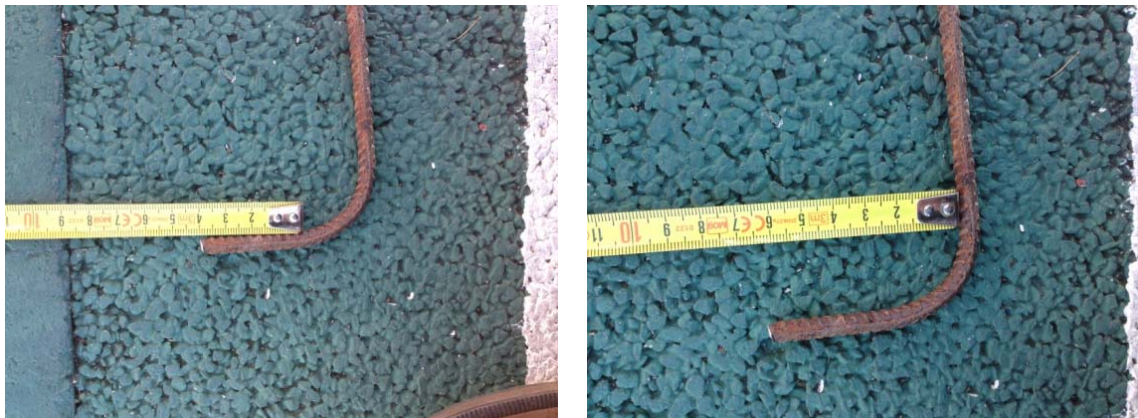


Figura 3.4: Modelo ancoragem em cotovelo

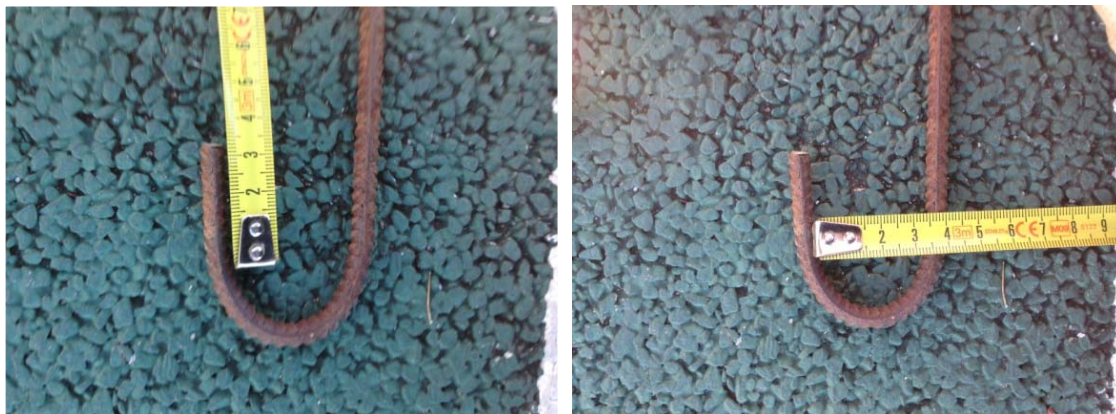


Figura 3.5: Modelo de ancoragem em gancho

Os modelos de ancoragem utilizados são de sete tipos como se ilustram da Figura 3.6 à Figura 3.12.

Na Figura 3.6 é apresentado um tipo de ancoragem em gancho com mandril de diâmetro 32 mm correspondendo a 4 ϕ . A ancoragem foi embebida no betão 100 mm e na cabeça da ancoragem foi colocado um varão transversal com o mesmo diâmetro da ancoragem ϕ 8 mm.

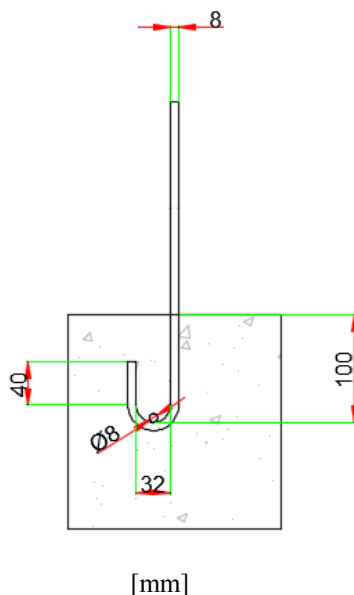


Figura 3.6: Modelo de ancoragem em gancho com varão transversal (Ma_C e Ma_C_F)

Na Figura 3.7 é apresentado um tipo de ancoragem de cotovelo com mandril de raio 16 mm correspondendo a 2 ϕ . A ancoragem foi embebida no betão 100 mm e na sua extremidade foi colocado um varão transversal com o mesmo diâmetro da ancoragem ϕ 8 mm.

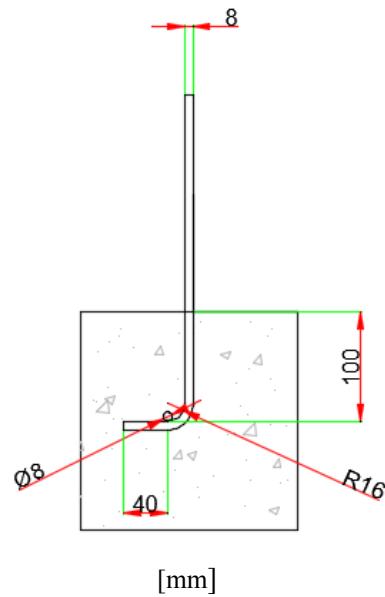


Figura 3.7: Modelo de ancoragem em cotovelo com varão transversal (L_C e L_C_F)

Na Figura 3.8 é apresentado um tipo de ancoragem de gancho com mandril de diâmetro de 32 mm correspondendo a 4 ϕ e uma cauda de 40 mm correspondendo 5 ϕ . A ancoragem foi embebida no betão 100 mm.

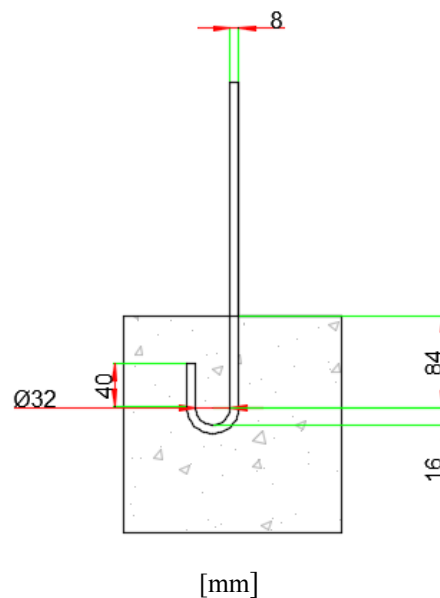


Figura 3.8: Modelo de ancoragem em gancho (Ma_S e Ma_S_F)

Na Figura 3.9 é apresentado um tipo de ancoragem de cotovelo com mandril de raio de 16 mm correspondendo a 2ϕ e uma cauda de 40 mm correspondendo 5ϕ . A ancoragem foi embebida no betão 100 mm.

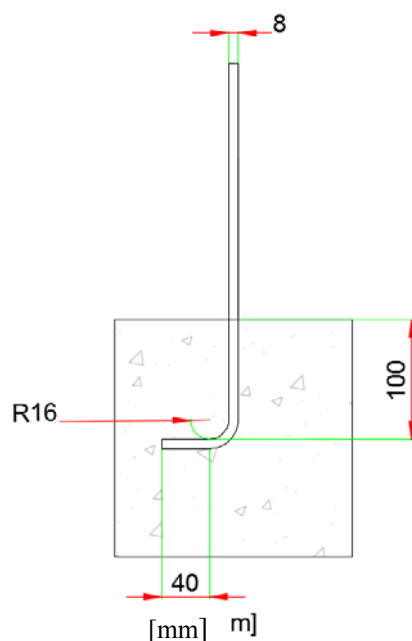


Figura 3.9: Modelo de ancoragem em cotovelo (L_S e L_S_F)

Na Figura 3.10 é apresentado um tipo de ancoragem em varão reto. Esta foi embebida no betão 84 mm.

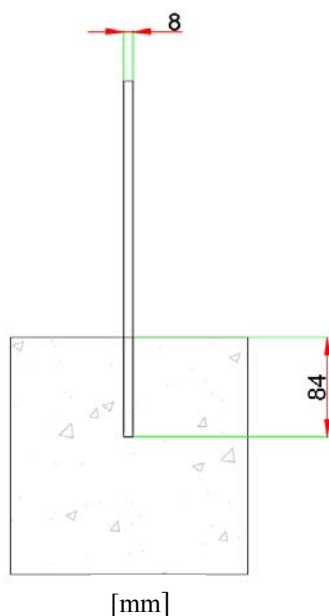


Figura 3.10: Modelo de ancoragem em varão reto 84 mm (84_L e 84_F)

Na Figura 3.11 é apresentado um tipo de ancoragem em varão reto. Esta foi embebida no betão 30 mm.



Figura 3.11: Modelo de ancoragem em varão reto 30 mm (30_L; 30_F; 30 e 30_conf)

Na Figura 3.12 é apresentado um tipo de ancoragem em varão reto. A ancoragem foi embebida no betão 60 mm estando aplicado no varão nos primeiros 30 mm de embebimento um encamisamento, para que nessa zona a aderência aço - betão seja nula.

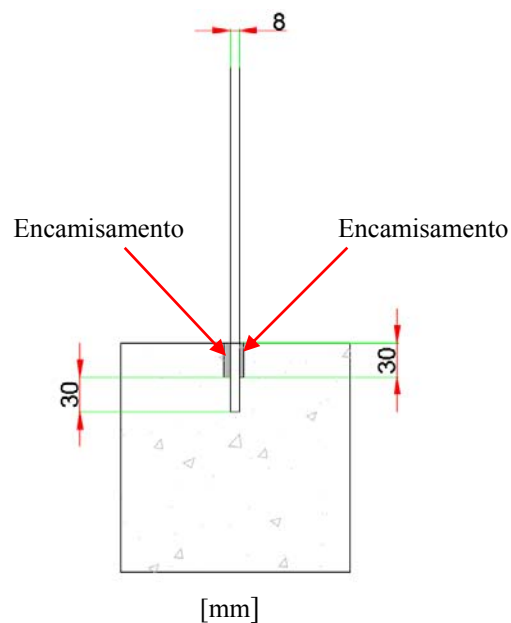


Figura 3.12: Modelo de ancoragem em varão reto 30 mm com encamisamento (30_enc e 30_conf_enc)

Na Tabela 3.1 são apresentadas as características de cada modelo de ancoragem atribuindo-se uma designação a cada um desses modelos de ancoragens. Onde F significa que o ensaio de arrancamento foi realizado em betão fendilhado.

Tabela 3.1: Designação e características dos modelos

Designação Ancoragem	Comprimento Embebimento	Tipo Ancoragem	Aplicação de carga	Varão Transversal	Fendilhado	Encamisam
L_C_F	100 mm	Cotovelo	Não Confinada	Sim	Sim	Não
Ma_C_F	100 mm	Gancho	Não Confinada	Sim	Sim	Não
Ma_S_F	100 mm	Gancho	Não Confinada	Não	Sim	Não
L_S_F	100 mm	Gancho	Não Confinada	Não	Sim	Não
84_F	84 mm	Reto	Não Confinada	Não	Sim	Não
30_F	30 mm	Reto	Não Confinada	Não	Sim	Não
L_C	100 mm	Gancho	Não Confinada	Sim	Não	Não
Ma_C	100 mm	Gancho	Não Confinada	Sim	Não	Não
Ma_S	100 mm	Gancho	Não Confinada	Não	Não	Não
L_S	100 mm	Cotovelo	Não Confinada	Não	Não	Não
84_L	84 mm	Reto	Não Confinado	Não	Não	Não
30_L	30 mm	Reto	Não Confinada	Não	Não	Não
30	30 mm	Reto	Não Confinada	Não	Não	Não
30_conf	30 mm	Reto	Confinada	Não	Não	Não
30_enc	30 mm	Reto	Não Confinada	Não	Não	Sim
30_conf_enc	30 mm	Reto	Confinada	Não	Não	Sim

3.3 Caracterização dos Materiais

Para a análise dos resultados dos ensaios das várias lajes assim como vigas é essencial perceber as características mecânicas dos materiais utilizados no fabrico dos mesmos. Para isso, realizaram-se ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão, do aço das ancoragens e do aço do varão roscado, utilizado na fendilhação das lajes.

3.3.1 Betão

Para a determinação das características mecânicas procedeu-se à recolha de amostras nos dois tipos de betão utilizado. Um betão foi adquirido de forma de betão pronto à Concretope – Fábrica de Betão Pronto, S.A. e utilizado nas doze lajes, o outro betão, por sua vez, foi produzido no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa e utilizado nas dez vigas.

3.3.1.1 Betão pronto

O betão pronto foi adquirido à Concretope – Fábrica de Betão Pronto, S.A.. A formulação do betão utilizado nas lajes está presente no - Apêndice A.

Para a determinação das suas características mecânicas foram moldados vinte provetes cúbicos 150 mm x 150 mm x 150 mm e dezasseis provetes cilíndricos de $\phi 150$ mm x 300 mm no mesmo dia em foram betonadas as doze lajes respetivas (Figura 3.13). A preparação e cura dos referidos provetes foram realizadas de acordo com o previsto nas normas NP EN 12390-1 [21] e NP EN 12390-2 [22], (Figura 3.13 e Figura 3.14).

Todas as ancoragens embebidas nas doze lajes foram ensaiadas entre os 31 e os 43 dias, tendo sido ensaiados cinco provetes cúbicos e quatro provetes cilíndricos aos 31 dias, 35 dias, 39 dias e 43 dias, respetivamente, coincidindo estas datas com a realização dos ensaios de arrancamento, respetivos.



Figura 3.13: Moldes dos provetes cúbicos e cilíndricos



Figura 3.14: Provetes cúbicos, provetes cilíndricos

Para cada cubo foi realizado um ensaio à compressão e para esse fim foi utilizada uma prensa FORM-TEST do tipo BETA2-3000E com capacidade máxima de 3000 kN, de acordo com a norma NP EN 12390-3 [23] para determinar a resistência à compressão (Figura 3.15). Foram realizados ensaios à compressão diametral de provetes cilíndricos com ϕ 150 mm x 300 mm de acordo com a norma NP EN 12390-6 [24] para determinar a resistência à tração por compressão diametral (Figura 3.16).



Figura 3.15: Ensaio à compressão de provetes cúbicos



Figura 3.16: Ensaio à tração por compressão diametral de provetes cilíndricos

Na Tabela 3.2 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios aos provetes cúbicos e cilíndricos, de acordo com as normas referenciadas anteriormente, realizados aos 31 dias, 35 dias, 39 dias e 43 dias. Com a força média de rotura determinou-se a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos f_{ccm} . Para o cálculo da tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos f_{cm} considerou-se a Equação 3.1, o módulo de elasticidade E_c foi obtido pela Equação 3.2.

$$f_{cm} = 0.8 \times f_{ccm} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$E_c = 22 \times \frac{f_{cm}^{0.3}}{10} \quad \text{Equação 3.2}$$

Em que:

f_{ccm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos (150 mm x 150 mm x 150 mm), dado em MPa;

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, dado em MPa;

E_c - módulo de elasticidade de betão, dado em GPa;

$f_{ctm,sp}$ - tensão média de rotura à tração por compressão diametral de provetes cilíndricos ϕ 150 mm x 300 mm, dado em MPa;

Tabela 3.2: Propriedades mecânicas do betão pronto.

Idade da rotura [dias]	Força média de rotura [kN]	f_{ccm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_c [GPa]	$f_{ctm,sp}$ [MPa]
31	586.60	26.07	20.86	30.24	2.85
35	619.60	27.54	22.03	30.59	2.94
39	622.20	27.65	22.12	30.63	3.03
43	627.20	27.88	22.30	30.68	3.18

3.3.1.2 Betão produzido no laboratório

O betão para as vigas 150 mm X 150 mm X 600 mm foi produzido no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa. A produção da composição do betão usando 280 Kg/m³ de Cimento Portland CEM II/B-L 32.5 N, inclui duas areias com granulometria diferentes: 311 Kg/m³ de areia 0/2 e

597 Kg/m³ de areia 2/4. Incluía ainda 880 Kg/m³ de agregado calcário 0/12.5 e 208 l/m³ de água. A relação água/cimento utilizado na mistura foi de 0.75.

Utilizou-se nas misturas de betão o Cimento Portland CEM II/B-L 32.5 N produzido pela Secil. Segundo a norma NP EN 197-1 [20] é um cimento Portland composto (CEM II). É constituído por uma percentagem de clínquer (B) adicionado entre 65-79% e de um calcário (L) adicionado entres 21-35%. Apresentado assim uma resistência mínima à compressão aos 28 dias de 32.5 MPa e com uma classe de resistência normal aos primeiros dias, tendo o mínimo de 16 MPa aos 7 dias.

O betão foi realizado com recurso a uma betoneira de eixo vertical do modelo Mammut, com capacidade máxima para 250 litros (Figura 3.17). A vibração do betão foi realizada da mesma forma que para o betão pronto, recorreu-se a um vibrador elétrico portátil com agulha (Figura 3.18).



Figura 3.17: Betoneira modelo Mammut



Figura 3.18: Vibrador elétrico

Na Tabela 3.3 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios aos provetes cúbicos, estes foram realizados no início dos ensaios “*Pull-Out*”, dia 38 e no último dia dos ensaios, dia 40. Para o cálculo da tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos f_{cm} considerou-se a Equação 3.1, o modo de elasticidade E_c foi obtido pela Equação 3.2.

Tabela 3.3: Propriedades mecânicas do betão produzido no laboratório

Idade da rotura [dias]	Força média de rotura [kN]	f_{ccm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_c [GPa]	$f_{ctm,sp}$ [MPa]
38	567.40	25.22	20.17	30.02	2.73
40	583.80	25.95	20.76	30.20	2.81

Em que:

f_{ccm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos 150 mm x 150 mm x 150 mm, dado em MPa;

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, dado em MPa;

E_c - módulo de elasticidade de betão, dado em GPa;

$f_{ctm,sp}$ - tensão média de rotura à tração por compressão diametral de provetes cilíndricos $\phi 150$ mm x 300 mm, dado em MPa.

3.3.2 Aço varão da ancoragem

Para a caracterização mecânica do varão utilizado no fabrico dos modelos de ancoragem e no varão transversal, foram sujeitos a ensaio de tração para caracterizar a resistência mecânica de três provetes. O certificado de fabrico e inspeção dos varões utilizados estão presente no - Apêndice B.

Na Tabela 3.4 são apresentam os resultados dos ensaios que foram realizados de acordo com a NP EN 10002-1 [25].

Tabela 3.4: Propriedades mecânicas da armadura das ancoragens.

Varão	S_0 [mm ²]	F_{sy} [kN]	F_{su} [kN]	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]
$\Phi 8$	50.3	27.6	31.9	549.1	634.6

Em que:

S_0 - seção transversal, dado em mm²;

F_{sy} - força de cedência, dado em kN;

F_{su} - força de rotura à tração, dado em kN;

f_{sy} - tensão de cedência, dado em MPa;

f_{su} - tensão de rotura à tração, dado em MPa.

Na Figura 3.19 é apresentado a evolução da força aplicada no varão em função do deslizamento. O ensaio foi realizado no Laboratório de Estruturas do Departamento, de Engenharia Civil, do Instituto Superior Técnico. É importante referir que o processo de fabrico do varão de ϕ 8 mm de diâmetro foi laminado a quente.

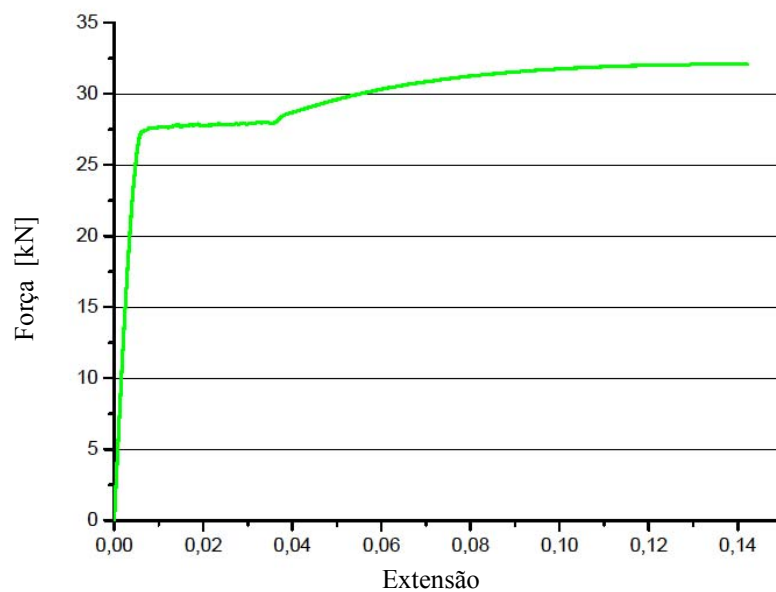


Figura 3.19: Evolução da força - extensão, do varão das ancoragens ϕ 8 e do varão transversal ϕ 8

Na Figura 3.20 é apresentado uma ilustração do ensaio à tração do varão ϕ 8, assim como a rotura por tração Figura 3.21.



Figura 3.20: Ensaio de tração do varão ϕ 8.



Figura 3.21: Rotura por tração varão ϕ 8

3.3.3 Aço varão roscado

Na fendilhação das lajes utilizaram-se varões roscados DIN 975 8.8 ZN M10, no caso varões roscados (DIN 975) de 10 mm, onde 8.8 representa o valor nominal de tensão de cedência, f_y , 640 N/mm² e uma tensão de rotura à tração, f_u 800 MN/mm². A sua geometria é apresentada na Figura 3.22.

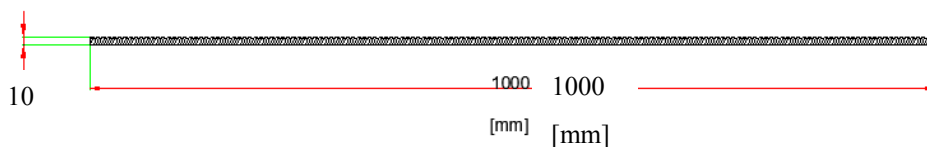


Figura 3.22: Geometria dos varões roscados.

Para a caracterização mecânica do varão roscado utilizado no fabrico das seis lajes, para posteriormente com recurso ao tracionamento destes varões se conseguir fendilhar as seis lajes. Foram sujeitos ao ensaio três provetes que foi realizado no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, do Instituto Superior Técnico. O certificado de inspeção está presente no - Apêndice B.

A Tabela 3.5 apresenta os resultados dos ensaios que foram realizados de acordo com a NP EN 10002-1 [25].

Tabela 3.5: Propriedades mecânicas do varão roscado

Varão	S_0 [mm ²]	$F_{p0.2}$ [kN]	F_{su} [kN]	$f_{p0.2}$ [MPa]	f_{su} [MPa]
M10	48.52	48.2	49.1	993.41	1011.95

Em que:

S_0 - seção transversal, dado em mm²;

$F_{p0.2}$ - força limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço, dado em kN;

F_{su} - força de rotura à tração, dado em kN;

$f_{p0.2}$ - tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço, dado em MPa;

f_{su} - tensão de rotura à tração, dado em MPa.

Na Figura 3.23 é apresentado a evolução da força aplicada no varão em função da extensão.

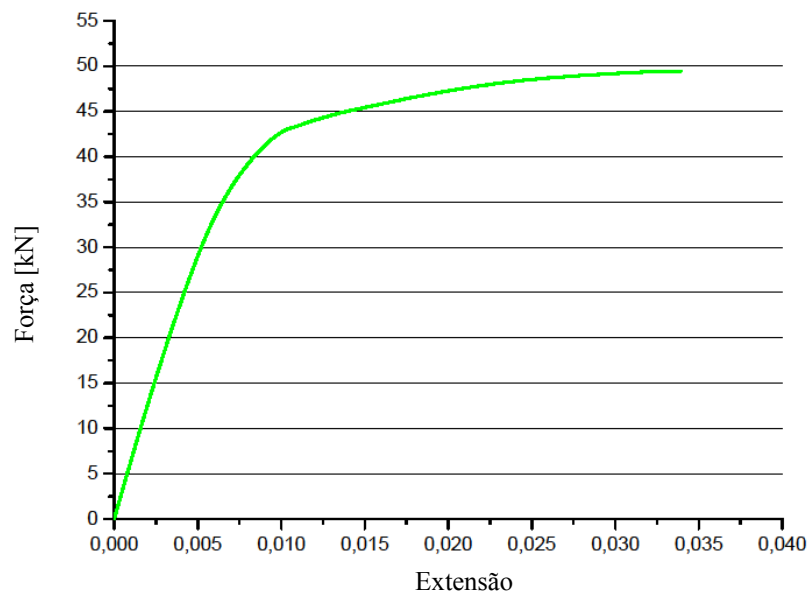


Figura 3.23: Evolução da força - extensão, do varão roscado.

Na Figura 3.24 é apresentado uma ilustração do ensaio à tração do varão roscado M10, assim como a rotura por tração, Figura 3.25.



Figura 3.24: Ensaio de tração do varão roscado M10



Figura 3.25: Rotura por tração do varão roscado M10

3.4 Instrumentação dos Ensaios

Na realização de ensaios experimentais deste tipo, existe um conjunto de fatores que podem ter influência no resultado. Para uma análise mais correta e conclusiva dos ensaios é necessário uma monitorização o mais adequada e completa possível.

Nos ensaios experimentais realizados, procedeu-se à monitorização da carga aplicada tanto nas ancoragens como na carga utilizada na fendilhação das lajes, ao deslizamento na ancoragem e a extensão na armadura transversal.

Para quantificar a carga vertical aplicada nas ancoragens ensaios "Pull-Out" foi instalada uma célula de carga. Foi utilizada uma célula de carga do tipo CLC-50KNA da TML (Figura 3.26), tendo uma capacidade de 50 kN máxima, cuja localização em alçado pode ser observado na Figura 3.27.



Figura 3.26: Célula de carga TML do tipo CLC-50KNA

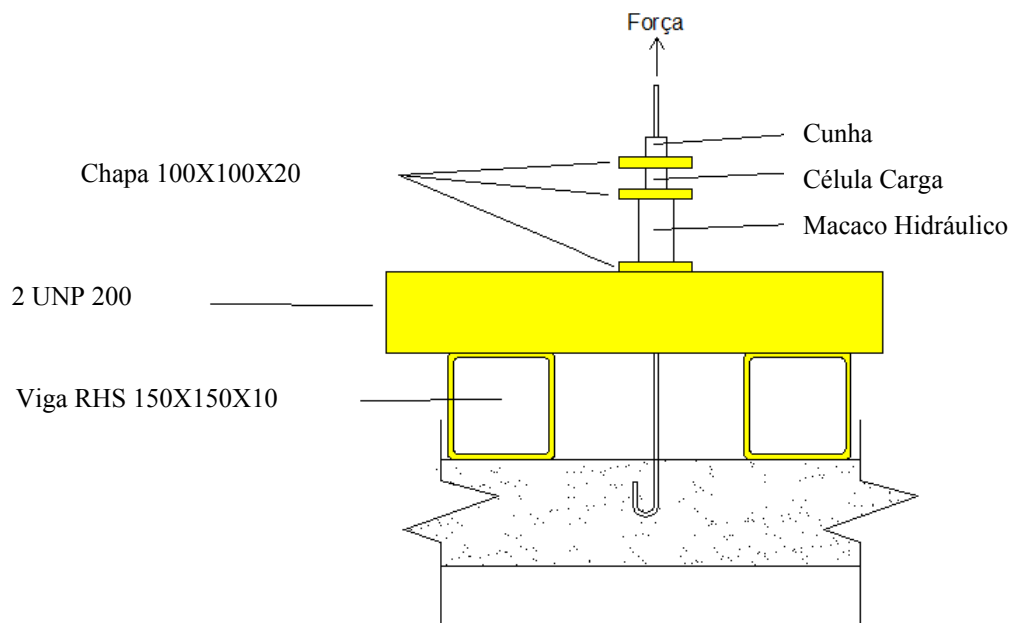


Figura 3.27: Localização em alçado da célula de carga CLC-50KNA

Para quantificar a carga horizontal aplicada na laje foram instaladas duas células de carga, aplicadas numa viga de reação HEB 200. Foi utilizada uma célula de carga do tipo CLC-200KNA da TML em cada extremidade da laje (Figura 3.28), tendo uma capacidade de 200 kN máxima, cuja localização em planta é apresentada na Figura 3.29.



Figura 3.28: Célula de carga TML do tipo CLC-200KNA

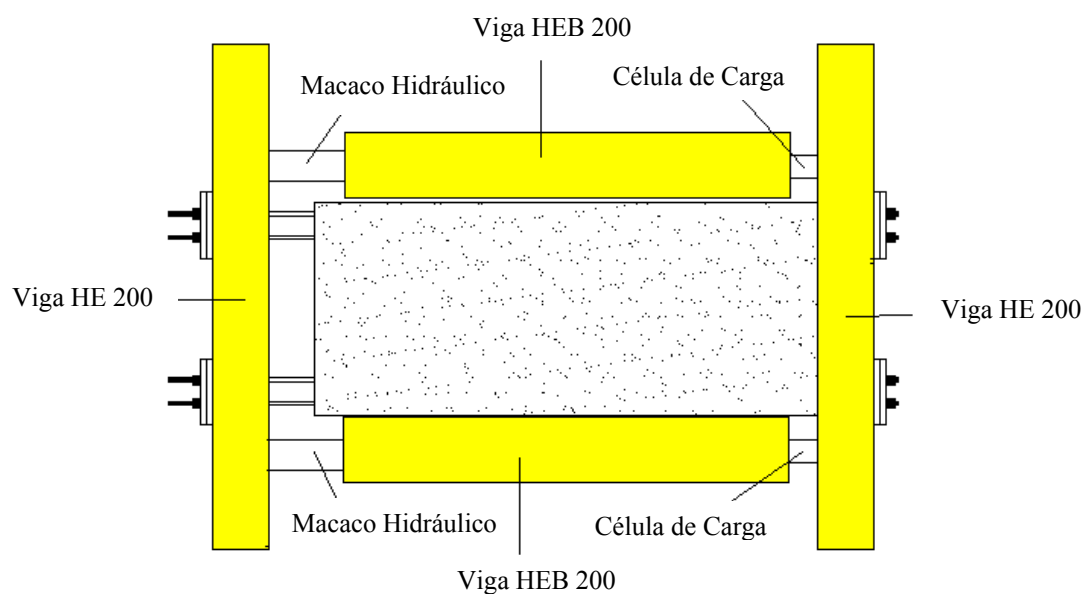


Figura 3.29: Localização em planta das células de carga CLC-200KNA

Para medir os deslizamentos verticais da ancoragem foram instalados dois defletómetros elétricos da TML do tipo CDP-100 (Figura 3.30), fixados a uma chapa metálica com 100 mm X 100 mm X 20 mm por intermédio de bases magnéticas (Figura 3.31). A disposição dos defletómetros é apresentada em alçado na Figura 3.32. Estes foram afastados e posicionados a uma igual distância da ancoragem de forma a que os dois defletómetros e a ancoragem formassem uma linha reta que por sua vez formaram um círculo onde o seu centro da circunferência é a ancoragem. Deste modo,

obteve-se o valor médio do deslizamento da ancoragem. Na Figura 3.33 é apresentada a planta do posicionamento dos defletómetros.



Figura 3.30: Defletómetro TML do tipo CDP-100



Figura 3.31: Base magnética de fixação

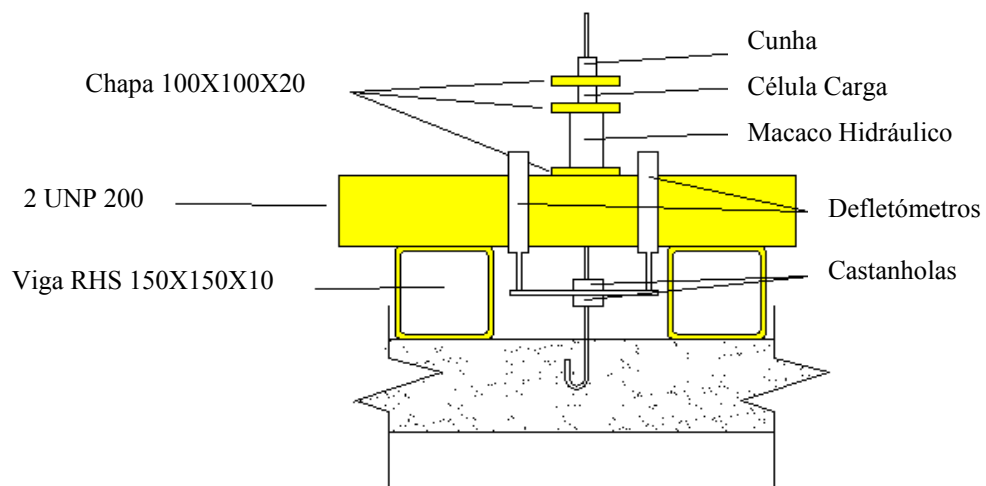


Figura 3.32: Localização em alçado dos defletómetros

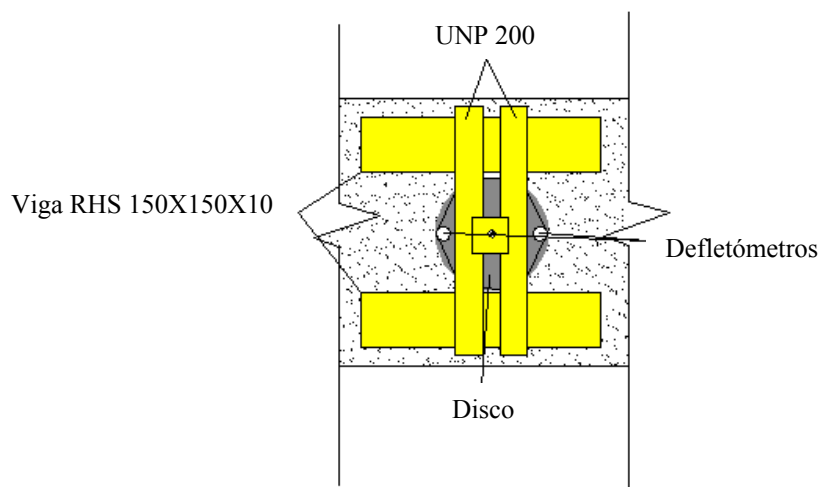


Figura 3.33: Localização em planta dos defletómetros

Para quantificar as extensões nas ancoragens, na zona do gancho e cotovelo, procedeu-se à instrumentação com seis extensómetros elétricos TML do tipo FLA-5-11-5L, com uma resistência elétrica de $120.4 \pm 0.5\Omega$, e com dois extensómetros da mesma referência no varão 84, colocados em ambos casos em posição diametral oposta. No caso da ancoragem tipo Ma e L os extensómetros foram posicionados da seguinte forma: um a 64 mm da superfície, outro na zona do mandril quando faz 45° com a parte reta e um outro quando faz 90° com a parte reta. No caso da ancoragem tipo 84 o extensómetro foi posicionado a 64 mm da superfície.

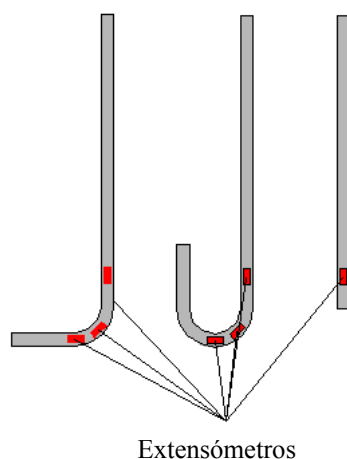


Figura 3.34: Localização dos extensómetros na ancoragem L, Ma e 84

A extensão na armadura transversal que se posicionava junto ao mandril, instrumentou-se com quatro extensómetros elétricos TML do tipo FLA-5-11-5L e com uma resistência elétrica de $120.4 \pm 0.5\Omega$, colocados em posição diametral oposta e afastada 20 mm do mandril para cada lado. Por

cada tipo de ancoragem L_C_F, Ma_C_F, L_C e Ma_C foram instrumentados dois ensaios. Na Figura 3.35 é ilustrado em planta a localização dos extensómetros, e na Figura 3.36 é apresentada a vista geral da armadura transversal instrumentada.

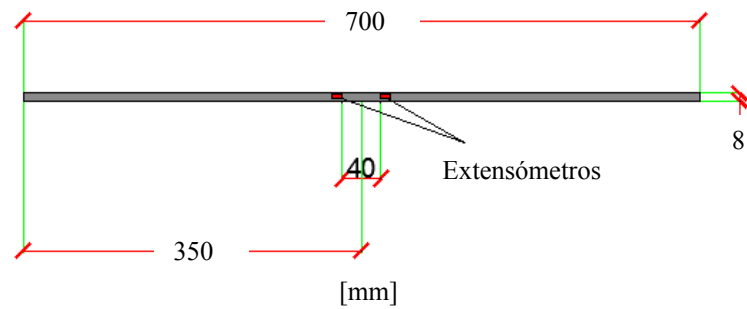


Figura 3.35: Localização dos extensómetros na armadura transversal



Figura 3.36: Vista geral da armadura transversal instrumentada

Os extensómetros foram cuidadosamente aplicados com adesivo à base de cianoacrílico, procedendo-se à impermeabilização através da pulverização, com verniz para circuitos integrados (Figura 3.37).



Figura 3.37: Extensómetros colados no varão.

Toda a instrumentação utilizada foi ligada a uma unidade de aquisição de dados Data Logger HBM Spider 8 (Figura 3.38), que posteriormente foi ligada a um computador para obter dados recolhidos pelo Data Logger Spider 8 (Figura 3.39).



Figura 3.38: Data Logger Spider 8



Figura 3.39: Ligação dos Data Logger Spider 8 ao computador

3.5 Execução dos Ensaios

Previamente à da execução dos ensaios “*Pull-Out*”, foi necessário fendilhar seis lajes das doze lajes, de forma a comparar o efeito da fendilhação no comportamento da ancoragem.

A execução dos ensaios “*Pull-Out*” foi dividida em dois tipos: ensaios com carga confinada e ensaios com carga não confinada.

Os ensaios “*Pull-Out*” com carga confinada (Figura 3.43), foram executados com a aplicação de incremento de força constante. Para controlar a pressão, usou-se uma bomba hidráulica manual (Figura 3.40), através de um macaco hidráulico furado (Figura 3.41) sendo aplicado junto ao varão de ϕ 8 mm, e é ancorado no topo com uma cabeça de ancoragem. Entre o macaco hidráulico furado e a cabeça de ancoragem foi colocada uma célula de carga CLC-50KNA da TML (Figura 3.26) com 50 kN de capacidade máxima, e um disco com os respectivos defletómetros elétricos da TML do tipo CDP-100 (Figura 3.30) com 100 mm de curso.

Nos ensaios “*Pull-Out*” com carga não confinada (Figura 3.42), foi executado com aplicação de incremento de força constante. Para controlar a pressão, usou-se uma bomba hidráulica manual (Figura 3.40), através de um macaco hidráulico furado (Figura 3.41) sendo aplicado em cima de dois perfis UNP 200. Estes por sua vez encontram-se assentes em cima de duas vigas RHS 150 mm x 150 mm x 10 mm afastados do varão de ϕ 8 mm de forma a que a carga aplicada não influencie a zona selada do varão, e é ancorado no topo com uma cabeça de ancoragem. Entre o macaco hidráulico furado e a cabeça de ancoragem foi colocado uma célula de carga CLC-50KNA da TML (Figura 3.26) com 50 kN de capacidade máxima. Entre o perfil UNP 200 e o perfil RHS 150 mm x 150 mm x 10 mm e foi colocado um disco com os respectivos defletómetros elétricos da TML do tipo CDP-100 (Figura 3.30) com 100 mm de curso, a 50 mm da face superior do betão. Para manter o disco suspenso ao varão de ϕ 8 mm foi utilizado uma “castanhola” na parte inferior e uma outra na parte superior.



Figura 3.40: Bomba hidráulica manual
ENERPAC P802 MÁX 10 00 PSI / 700 BAR



Figura 3.41: Macaco hidráulico furado
ENERPAC 12 toneladas



Figura 3.42: Ilustração ensaio “Pull-Out” com
carga não confinada



Figura 3.43: Ilustração ensaio “Pull-Out” com
carga confinada

3.5.1 Modelos fendilhados

A fendilhação das lajes ocorreu entre os 35 e os 41 dias de cura. De forma a conseguir fendilhar as lajes, procedeu-se à aplicação de incremento de uma força horizontal constante. Com o intuito de controlar a pressão, usou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica WALTER+BAI AG NSPA 700/DIG 200 (Figura 3.45), através de dois macacos hidráulicos ENERPAC de 20 toneladas (Figura 3.44), fazendo reação em dois perfis metálicos HEB 200 (Figura 3.46), para controlar a carga de uma forma exata foi instalado na outra extremidade dos macacos hidráulicos uma célula de carga TML do tipo CLC-200KNA (Figura 3.28).



Figura 3.44: Macaco hidráulico furado ENERPAC 20 toneladas



Figura 3.45: Grupo hidráulico WALTER+BAI AG NSPA 700/DIG 200



Figura 3.46: Vista geral do pórtico utilizado na fendilhação da laje

A carga estimada para se obter a fendilhação desejada foi de $Ft = 420$ kN. A estimativa dessa carga de fendilhação foi obtida através a Equação 3.3.

$$Ft = (l \times a \times f_{ctm}) \times 1000 \quad \text{Equação 3.3}$$

Em que:

Ft - força de tração, dado em kN;

l - largura da laje, dado em m;

a - espessura da laje, dado em m;

f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tração simples, dado em MPa.

Na Tabela 3.6 é apresentado a força máxima que foi aplicada a cada laje com a respetiva abertura de fenda obtida na laje.

Tabela 3.6: Força de tração e abertura máxima de fenda.

Laje	Ft [kN]	ω [mm]
1	319	0.25
2	313	0.30
3	277	0.10
4	289	0.15
5	329	0.30
6	367	0.35

Em que:

Ft - força de tração, dado em kN;

ω - abertura de fenda, dado em mm.

Para garantir que a fendilhação surgisse nas zonas junto das ancoragens, foram feitos cortes transversais nos modelos, de forma a fragilizar essas zonas e garantir que a fendilhação se localizava aí.

Capítulo 4

ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios de arrancamento “*Pull-Out*” realizados, assim como todas as relações com relevância entre os mesmos.

Após a realização dos ensaios, os dados foram tratados nos softwares Matlab e Microsoft Excel de forma a obter-se as relações pretendidas. Para a realização dos gráficos foi utilizado o OriginLab Pro8.

4.2 Apresentação de Resultados

Todas as séries de ensaios apresentaram rotura por arrancamento do varão (Figura 4.1), à exceção das séries Ma_C_F, Ma_S_F, Ma_C e Ma_S em que a rotura ocorreu pela cedência do aço (Figura 4.2).

A rotura por arrancamento está relacionada com o confinamento do varão proporcionada pelo betão.



Figura 4.1: Rotura por arrancamento do varão, série L_S



Figura 4.2: Rotura por cedência do varão, série Ma_C

Na Figura 4.3, pode ser observado o corte de um modelo de ensaio da série L_S, onde é visível o orifício perfeito gerado pelo arrancamento do varão. Pode ser visualizado que não ocorreu nenhuma fissuração de fendilhamento. É claramente visível que no contorno onde o varão estava embebido pelo betão a existência de esmagamento do mesmo na zona do mandril.



Figura 4.3: Corte de um modelo de ensaio da série L_S

4.3 Determinação da Tensão de Aderência

O comportamento da ligação dos modelos não fendilhados tem três tipos de troços, segundo o *fib* Model Code 2010 [14]:

- $0 < s \leq 1 \text{ mm}$ diz respeito à curva na fase ascendente, este aumento da tensão de aderência é devido ao aumento da tensão aço - betão, correspondendo a 1 mm de deslizamento não ocorrendo assim fissuração nem esmagamento do betão f_b ;
- $1 \text{ mm} < s \leq s_u$ ocorre quando é mobilizado a aderência por atrito e a aderência mecânica, esta fase da curva termina quando é atingido a tensão máxima ocorrendo fissuras de corte que ocorrem do esmagamento do betão (Figura 4.3) devido tensão exercida pelas nervuras do varão no betão τ_{max} .

- $s_u < s \leq s_{lim}$ corresponde ao terceiro troço da curva, este troço tem início quando a curva toma a forma descendente. Neste troço ocorre um decréscimo brusco da tensão de aderência, que finaliza no deslizamento limite s_{lim} , correspondendo à tensão residual τ_b . A partir deste ponto o gráfico torna-se praticamente horizontal que corresponde à tensão residual, de arrancamento do varão.

4.3.1 Cálculo da tensão teórica segundo Eurocódigo NP EN 1992 1-1 [27]

Para os varões nervurados, o cálculo da resistência da tensão de aderência média foi calculada segundo a Equação 4.1, tendo sido utilizado a resistência média do betão para que o valor obtido dos ensaios seja comparável com os resultados teóricos.

$$f_b = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctm} \quad \text{Equação 4.1}$$

Em que:

f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tração simples, dado em MPa;

η_1 - coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem, tomado os seguintes valores;

- $\eta_1=1.0$ para condições de “boa aderência”;
- $\eta_1=0.7$ para todos os outros casos e para varões em elementos estruturais construídos com cofragem deslizante, a não ser se demostre que as condições são “boa aderência”;

η_2 - relacionado com o diâmetro do varão.

- $\eta_2=1.0$ para $\phi \leq 32$ mm;
- $\eta_2 = \frac{132-\phi}{100}$ para $\phi > 32$ mm.

4.3.1.1 Cálculo da tensão teórica com a utilização do $f_{ctm,sp}$ segundo EC2 [27]

O f_{ctm} pode ser obtido através dos valores experimentais determinados para o $f_{ctm,sp}$ através da Equação 4.2.

$$f_{ctm} = 0.9 \times f_{ctm,sp} \quad \text{Equação 4.2}$$

Em que:

$f_{ctm,sp}$ - tensão média de rotura à tração por compressão diametral de provetes cilíndricos $\phi 150$ mm x 300 mm, dado em MPa;

f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tração simples, dado MPa.

Tabela 4.1: Cálculo da tensão de aderência segundo EC2 [27]

η_1	η_2	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_b [MPa]
1.00	1.00	3.00	2.70	6.08

Em que:

$f_{ctm,sp}$ - tensão média de rotura à tração por compressão diametral de provetes cilíndricos $\phi 150$ mm x 300 mm (Tabela 3.2), dado em MPa;

f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tração simples (Equação 4.2), dado MPa;

f_b - tensão média de aderência (Equação 4.1), dado MPa.

Os valores apresentados na tabela Tabela 4.1 para o $f_{ctm,sp}$ é a média dos valores constantes na Tabela 3.2.

O comprimento de amarração de referência, l_b é dado pela Equação 4.3, necessário para amarrar a força $A_s \times \sigma_s$ instalada num varão reto, admitindo uma tensão de aderência constante igual a f_b .

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_s}{f_b} \quad \text{Equação 4.3}$$

Em que:

σ_s - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

f_b - tensão de aderência obtido a partir da Equação 4.1, dado em MPa;

l_b - comprimento de amarração (Figura 4.4), dado em mm.

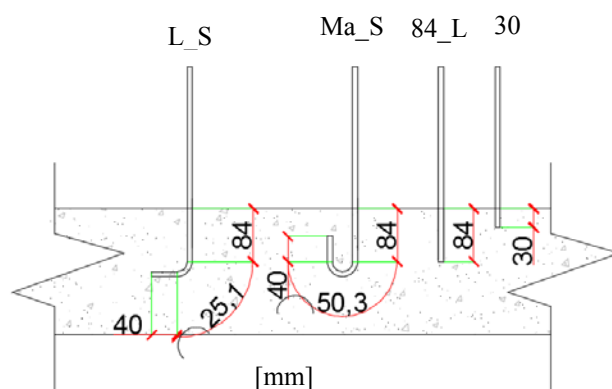


Figura 4.4: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem

Nas tabelas seguintes optou-se por apresentar os resultados em termos de força, sendo esta calculada pela Equação 4.4.

$$F = \sigma_s \times \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times 1000 \quad \text{Equação 4.4}$$

Em que:

F - valor da força de rotura, dado em KN;

σ_s - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

ϕ - diâmetro do varão, dado em mm.

Tabela 4.2: Valores teóricos de tensão e de força de arrancamento segundo o EC2 [27]

Modelo de ancoragem	l_b [mm]	Tensão [MPa]	Força [KN]
30	30.0	91.20	4.58
84_L	84.0	255.36	12.84
L_S	149.1	453.36	22.78
Ma_S	174.3	529.75	26.63

Para a solução de embebimento de 30 mm, quando comparado com os valores teóricos EC2, pode-se concluir a partir da análise da Tabela 4.3 que estamos perante uma grande dispersão de resultados. Obteve-se valores de $V_{exp}/V_{teó.}$ de 0.38 a 1.47. Esta grande dispersão de resultados está diretamente relacionada com a forma como foi aplicada a carga, bem como o encamisamento do varão. Pela forma de como foi aplicada a carga, pode-se constatar que aplicando uma carga de

confinamento consegue-se aproximar da força teórica. Pelo lado do encamisamento da ancoragem mesmo que a carga seja aplicada de uma forma não confinada consegue-se atingir a força teórica, mas quando se aplica em simultâneo o encamisamento e a carga confinada o $V_{exp}/V_{teó.}$ atinge 1.47 da carga teórica.

Tabela 4.3: Valores teóricos força EC2 [27] - série 30

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
30_L	4.58	1.87	0.41
30	4.58	1.74	0.38
30_conf	4.58	3.02	0.66
30_enc	4.58	4.75	1.04
30_conf_enc	4.58	6.75	1.47

Para a série de ensaios com embebedimento 84 mm, quando comparado com os valores teóricos do EC2, podemos constatar a partir da Tabela 4.4 que o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ é de 0.52, mas quando comparado para igual situação mas para um embebedimento de 30 mm o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ é de 0.41, este aumento de resistência está relacionado com embebedimento, com a micro fissuração e a retração superficial do betão durante o período da cura do betão. É espectável que se continuar a aumentar o embebedimento o $V_{exp}/V_{teó.}$ tende aproximar-se de 1 e ficando assim do lado da segurança.

Tabela 4.4: Valores teóricos força EC2 [27] - série 84_L

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
84_L	12.84	6.63	0.52

Na série de ensaios L_S, quando comparado com os valores EC2 o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ é de 1.12, conforme os valores apresentados na Tabela 4.5, mesmo existindo micro fissuração e retração do betão superficial, o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ é maior que 1, logo está do lado da segurança, devendo-se essencialmente este aumento de resistência ao cotovelo.

Tabela 4.5: Valores teóricos força EC2 [27] - série L_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
L_S	22.78	25.49	1.12

Na série de ensaios Ma_S, a rotura da ancoragem deu-se pela cedência do aço, mesmo estando perante uma rotura do aço e pela Tabela 4.6, podemos atestar que quando comparado com o modelo L_S que a sua resistência tem uma percentagem de desvio superior. É espectável que esta resistência fosse maior caso não tivesse ocorrido rotura pela cedência do aço.

Tabela 4.6: Valores teóricos força EC2 [27] - série Ma_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
Ma_S	26.63	32.32	1.21

4.3.1.2 Cálculo da tensão teórica com a utilização do f_{cm} , segundo EC2 [27]

No EC2 [27] o f_{ctm} pode ser calculado a partir do f_{cm} , pela Equação 4.5.

$$f_{ctm} = 0.3 \times (f_{cm} - 8)^{2/3} \quad \text{Equação 4.5}$$

Em que:

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, dado em MPa;

f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tração simples, dado MPa.

Tabela 4.7: Cálculo de tensão de aderência segundo EC2 [27]

η_1	η_2	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_b [MPa]
1.00	1.00	21.84	1.73	3.89

Em que:

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos (Tabela 3.2), dado em MPa;

f_{ctm} - tensão média de rotura do betão à tração simples (Equação 4.5), dado MPa;

f_b - tensão de aderência (Equação 4.1), dado MPa.

Os valores apresentados na tabela Tabela 4.7 Tabela 4.1 para o f_{cm} é a média dos valores constantes na Tabela 3.2.

O comprimento de amarração de referência, l_b é dado pela Equação 4.6, necessário para amarrar a força $A_s \times \sigma_s$ instalada num varão reto, admitindo uma tensão de aderência constante igual a f_b .

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_s}{f_b} \quad \text{Equação 4.6}$$

Em que:

σ_s - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

f_b - tensão de aderência obtido a partir da Equação 4.1, dado em MPa;

l_b - comprimento de amarração (Figura 4.5), dado em mm.

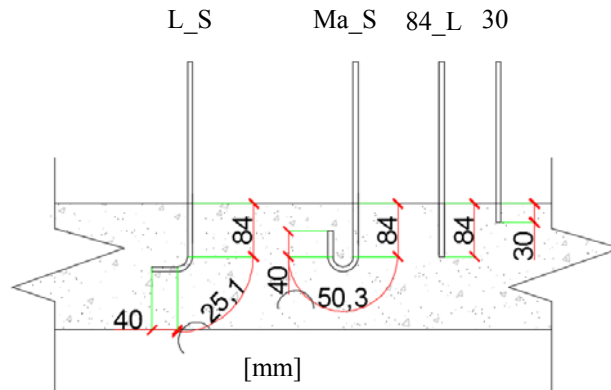


Figura 4.5: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem

Nas tabelas seguintes optou-se por apresentar os resultados em termos de força, sendo esta calcula pela Equação 4.7.

$$F = \sigma_s \times \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times 1000 \quad \text{Equação 4.7}$$

Em que:

F – valor da força de rotura, dado em KN;

σ_s - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

ϕ - diâmetro do varão, dado em mm.

Tabela 4.8: Valores teóricos de tensão e de força de arrancamento segundo o EC2 [27]

Modelo de ancoragem	l_b [mm]	Tensão [MPa]	Força [kN]
30	30.0	58.35	2.93
84_L	84.0	163.38	8.21
L_S	149.3	290.06	14.58
Ma_S	174.3	338.94	17.04

Para a série de ensaios com um embebimento 30 mm, quando comparado com os valores teóricos EC2, e analisando a Tabela 4.9 pode-se constatar que existe igualmente uma grande dispersão de resultados variando de 0.59 a 2.30. Esta dispersão advém do encamisamento da ancoragem e da forma como foi aplicada a carga. É de notar que na série 30_conf, ou seja quando a carga é confinada o valor de $V_{exp}/V_{teó.}$ para esta situação é de 1.03 encontrando-se assim do lado da segurança, passando assim desta forma a cumprir as considerações do EC2, o que não acontecia quando o f_b era obtido através do $f_{ctm,sp.}$

Tabela 4.9: Valores teóricos força EC2 [27] - série 30

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
30_L	2.93	1.87	0.64
30	2.93	1.74	0.59
30_conf	2.93	3.02	1.03
30_enc	2.93	4.75	1.62
30_conf_enc	2.93	6.75	2.30

Para a série de ensaios com um embebimento 84 mm, quando comparado com os valores EC2 (Tabela 4.10), o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ é de 0.81. Comparando com para igual situação mas com um embebimento de 30 mm o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ é de 0.64, este aumento de resistência está relacionado com embebimento, com a micro fissuração e a retração superficial do betão durante o período da cura do betão. É espectável que se continuar a aumentar o embebimento o valor $V_{exp}/V_{teó.}$ tende a aproximar-se de 1 e ficando assim do lado da segurança.

Tabela 4.10: Valores teóricos força EC2 [27] - série 84_L

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
84_L	8.21	6,63	0.81

Na série L_S, quando comparado com os valores EC2 o valor $V_{\text{exp.}}/V_{\text{teó.}}$ 1.75 (Tabela 4.11), apresenta assim uma percentagem de desvio muito superior quando comparamos com o embebimento de 30 mm e 84 mm, apesar de nesta solução ocorrer os mesmos fenómenos que nos outros modelos atrás mencionados, micro fissuração e retração do betão, estes dois fenómenos neste modelo não são tão perceptíveis pois grande parte da resistência da ancoragem é obtida através da mobilização da aderência no cotovelo.

Tabela 4.11: Valores teóricos força EC2 [27] - série L_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
L_S	14.58	25.49	1.75

Para a série de ensaios Ma_S, a rotura da ancoragem deu-se pela cedência do aço, mesmo tendo ocorrido a rotura pelo aço e quando comparado com o modelo L_S, pode-se constatar que a percentagem de desvio aumentou no modelo Ma_S. É expectável que esta resistência fosse maior caso não tivesse ocorrido rotura pela cedência do aço,

Tabela 4.12: Valores teóricos força EC2 [27] - série Ma_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força EC2 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
Ma_S	17.04	32.32	1.90

4.3.2 Cálculo da tensão teórica fib Model Code 2010 [14]

Para varões nervurados, o cálculo da tensão de aderência segundo *fib* Model Code 2010 [14], é calculado pela Equação 4.8, tendo sido utilizado a resistência média real do betão, obtido através dos ensaios realizados aos provetes de betão, recolhidos aquando da betonagem, de forma a se poder comparar diretamente com os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

$$f_b = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \times \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.5} \quad \text{Equação 4.8}$$

Em que:

f_b - tensão de aderência, dado MPa;

η_1 - coeficiente de 1.75 para varão nervurado (incluindo varões galvanizados e inoxidável), 1.4 para varões fixados por epóxi e 0.90 para varões lisos;

η_2 - posição do varão durante a betonagem que toma o valor 1.0 quando cumpre as regras, a inclinação de 45° - 90° com a horizontal da betonagem, todos os varões com inclinação inferior 45° com a horizontal que esteja a 250 mm a partir do fundo da betonagem, ou pelo menos 300 mm da camada superficial da betonagem;

η_2 - valor de 0.7 para todos outros casos de varões nervurados;

η_2 - valor de 0.5 para varões lisos;

η_3 - toma os seguintes valores dependo do diâmetro ϕ $\left\{ \begin{array}{l} 1.0 \text{ se } \phi \leq 25 \text{ mm} \\ \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0.3} \text{ se } \phi > 25 \text{ mm} \end{array} \right.$;

η_4 - toma seguintes valores dependo da resistência tração $\left\{ \begin{array}{l} 1.2 \text{ se } f_{yk} = 400 \text{ MPa} \\ 1.0 \text{ se } f_{yk} = 500 \text{ MPa} \\ 0.85 \text{ se } f_{yk} = 600 \text{ MPa} ; \\ 0.75 \text{ se } f_{yk} = 700 \text{ MPa} \\ 0.68 \text{ se } f_{yk} = 800 \text{ MPa} \end{array} \right.$;

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, dado em MPa.

Tabela 4.13: Cálculo da tensão de aderência segundo MC2010 [14]

η_1	η_2	η_3	η_4	f_{cm} [MPa]	f_b [MPa]
1,75	1	1	1	21.84	1.64

Em que:

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos (Tabela 3.2), dado em MPa;

f_b - tensão de aderência (Equação 4.8), dado MPa.

Os valores apresentados na Tabela 4.13 para o f_{cm} é a média dos valores constantes na Tabela 3.2.

O comprimento de amarração de referência, l_b é dado pela Equação 4.9, necessário para amarrar a força $A_s \times \sigma_s$ instalada num varão reto, admitindo uma tensão de aderência constante igual a f_b .

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_s}{f_b} \quad \text{Equação 4.9}$$

Em que:

σ_s - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

f_b - tensão de aderência obtido a partir da Equação 4.8, dado em MPa;

l_b - comprimento de amarração (Figura 4.6), dado em mm.

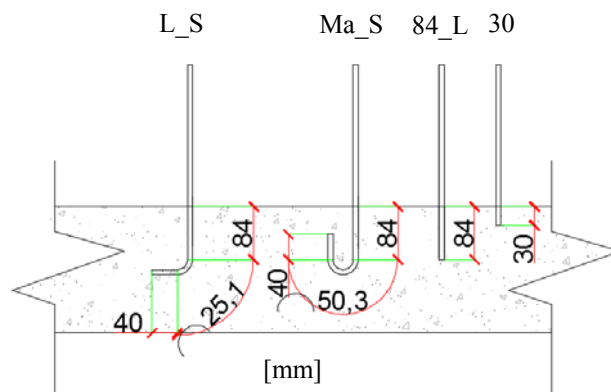


Figura 4.6: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem

Nas tabelas seguintes optou-se por apresentar os resultados em termos de força, sendo esta calcula pela Equação 4.10.

$$F = \sigma_s \times \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times 1000 \quad \text{Equação 4.10}$$

Em que:

F - valor da força de rotura, dado em KN;

σ_s - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

ϕ - diâmetro do varão, dado em mm.

Tabela 4.14: Valores teóricos de tensão e de força de arrancamento segundo o MC2010 [14]

Modelo de ancoragem	l_b [mm]	Tensão [MPa]	Força [kN]
30	30.0	24.60	1.24
84_L	84.0	68.88	3.46
L_S	149.1	122.27	6.14
Ma_S	174.3	142.89	7.18

Na série de ensaios com um embebedimento 30 mm, quando comparado com os valores teóricos do MC2010 e analisando a Tabela 4.15, pode-se constatar que existe uma grande dispersão de resultados obtidos variando entre 1.40 a 5.44. Esta dispersão resulta do encamisamento da ancoragem e da forma como foi aplicada a carga. Em comparação com o valor teórico do MC2010 e os resultados obtidos experimentalmente, podemos constatar que para todas as séries ensaios os valores obtidos são superiores aos resultados teóricos. Por isso, e ao contrário dos dois pontos anteriores, as previsões utilizadas o MC2010 [14] estão sempre do lado da segurança.

Tabela 4.15: Valores teóricos força MC2010 [14] - série 30

Modelo de ancoragem	Valor teórico força MC2010 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
30_L	1.24	1.87	1.52
30	1.24	1.74	1.40
30_conf	1.24	3.02	2.46
30_enc	1.24	4.75	3.86
30_conf_enc	1.24	6.75	5.44

Para a série de ensaios com um embebedimento 84 mm, quando comparado com os valores MC2010, podemos constatar a partir da Tabela 4.16 que o valor $V_{\text{exp.}}/V_{\text{teó}}$ é de 1.92, mas quando comparado para igual situação mas para um embebedimento de 30 mm o valor é de 1.52, este aumento da percentagem de desvio está relacionado com o aumento do embebedimento, com micro fissuração e a retração superficial do betão durante o período da cura. É espectável que este aumento do $V_{\text{exp.}}/V_{\text{teó}}$ fosse maior com o aumento do embebedimento.

Tabela 4.16: Valores teóricos força MC2010 [14] - série 84

Modelo de ancoragem	Valor teórico força MC2010 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{\text{experimental}}}{V_{\text{teórico}}}$
84_L	3.46	6.63	1.92

Para a série de ensaios L_S, quando comparado com os valores MC2010, podemos constatar a partir da Tabela 4.17 que o valor $V_{exp.}/V_{teó}$ é de 4.15 é muito superior quando comparamos com o embebedimento de 30 mm e 84 mm, apesar que nesta solução de ancoragem ocorre os mesmos fenómenos dos outros modelos atrás mencionados micro fissuração e retração do betão, estes dois fenómenos neste modelo não são perceptíveis. Pois grande parte da resistência é mobilizada através do cotovelo.

Tabela 4.17: Valores teóricos força MC2010 [14] - série L_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força MC2010 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
L_S	6.14	25.49	4.15

Para a série de ensaios Ma_S, a rotura da ancoragem deu-se pela cedência do aço, mesmo estando perante de uma rotura do aço o valor $V_{exp.}/V_{teó}$ é de 4.50 (Tabela 4.18), podemos atestar que quando comparado com o modelo L_S que a sua resistência tem uma percentagem de desvio superior, é previsível que esta percentagem de desvio seria maior caso não tivesse ocorrido a rotura do aço.

Tabela 4.18: Valores teóricos força MC2010 [14] - série Ma_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força MC2010 [KN]	Valor médio experimental [KN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
Ma_S	7.18	32.32	4.50

4.3.3 Cálculo da tensão teórica ACI 318-11 [4]

Para os varões nervurados, a tensão de aderência de referência segundo ACI318 [4], é calculado pela Equação 4.11, tendo sido utilizado a resistência média do betão que foi obtida através dos ensaios realizados aos provetes de betão, recolhidos aquando da betonagem, de forma a obter uma tensão de aderência que possa ser comparável com os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

$$l_b = \frac{0.24 \times \psi_3 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_{cm}}} \times d_b \times \zeta \quad \text{Equação 4.11}$$

Em que:

ψ_3 - valor de 1.2 para ligações em epóxi e para as restantes ligações toma valor de 1;

λ - valor de 0.75 para betões leves e para os restantes betões toma o valor de 1;

f_{cm} - tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, dado em MPa;

f_y - tensão à tração do aço, dado em MPa;

d_b - diâmetro do varão, dado em mm;

l_b - comprimento de amarração (Figura 4.8), dado em mm;

ζ - fator que depende do tipo de gancho e do diâmetro varão.

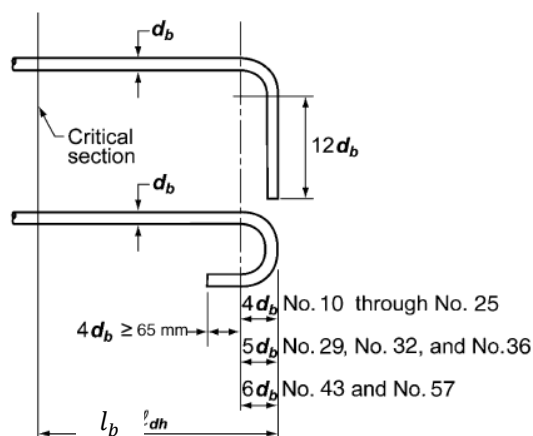


Figura 4.7: Detalhes do cotovelo e gancho ACI318 [4]

Tabela 4.19: Medidas standard de varão nervurado e respetivas correspondências

Medidas standard de varão nervurado e respetivas correspondências												
Imperial Bar Size	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#14	#18
Metric Bar Size	#6	#10	#13	#16	#19	#22	#25	#29	#32	#36	#43	#57
Diâmetro Nominal [mm]	6.3	9.5	12.7	15.9	19.1	22.2	25.4	28.7	32.3	35.8	43	57.3

ζ para varões retos $d_b \leq 35.8$ mm

- Para varões 35.8 mm e inferiores, para ancoragem reta $\zeta = 0.7$, o l_b nunca pode tomar valores inferiores a 65 mm;

- Para varões 35.8 mm e inferiores, para ancoragem em cotovelo $\zeta = 0.7$, o l_b nunca pode tomar valores inferiores a 50 mm.

ζ para cotovelo $d_b \leq 35.8$ mm

- Para varões 35.8 mm e inferiores, para ancoragem em cotovelos que sejam colocados dentro de estribos perpendiculares ao varão da ancoragem, ficando espaçada $3d_b$ entre cada varão da ancoragem e não espaçados mais de $3d_b$ ao longo da cauda do cotovelo tomando o valor $\zeta = 0.8$;

ζ para gancho $d_b \leq 35.8$ mm

- Para varões 35.8 mm e inferiores e para ancoragem em gancho que sejam colocados dentro de estribos perpendiculares ao varão da ancoragem e não espaçados mais de $3d_b$ ao longo da cauda do gancho tomando o valor $\zeta = 0.8$;

ζ para os restantes casos

- Onde ancoragem ou seu desenvolvimento f_y não é especificamente necessário reforço superiores às exigidas, o valor de $\zeta = \frac{A_{s\text{ required}}}{A_{s\text{ efectivo}}}$.

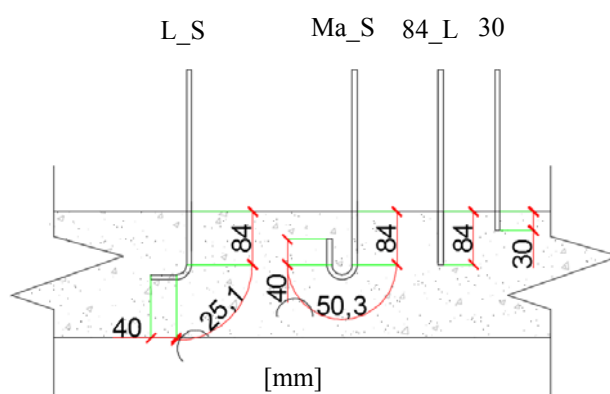


Figura 4.8: Comprimento de amarração para os diversos modelos de ancoragem

Os valores apresentados na Tabela 4.20 para o f_{cm} é a média dos valores constantes na Tabela 3.2.

Nas tabelas seguintes optou-se por apresentar os resultados em termos de força, sendo esta calcula pela Equação 4.12.

$$F = \sigma_s \times \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times 1000 \quad \text{Equação 4.12}$$

Em que:

F – valor da força de rotura, dado em KN;

f_y - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração, dado em MPa;

ϕ - diâmetro do varão, dado em mm.

Tabela 4.20: Valores teóricos de tensão e de força segundo o ACI318 [4]

Modelo de ancoragem	l_b [mm]	f_{cm} [MPa]	Tensão [MPa]	Força [kN]
30	30.0	21.84	104.32	5.26
84_L	84.0	21.84	292.08	14.68
L_S	149.1	21.84	453.73	22.81
Ma_S	174.3	21.84	530.19	26.65

Na série de ensaios com um embebimento 30 mm, quando comparado com os valores teóricos do ACI318 [4] e analisando a Tabela 4.21 pode-se constatar que existe uma grande dispersão de resultados obtidos, os valores $V_{exp}/V_{teó}$ variam entre 0.33 a 1.28. Esta dispersão advém do encamisamento da ancoragem e da forma como foi aplicada a carga. Em comparação com o valor teórico do ACI318 [4] os resultados obtidos experimentalmente podemos constatar que nem para todas as situações estamos do lado da segurança, só com a aplicação do encamisamento e em simultâneo aplicação da carga confinada é que obtemos valores que estão do lado da segurança.

Tabela 4.21: Valores teóricos força ACI318 [4] - séries 30

Modelo de ancoragem	Valor teórico força ACI318 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
30_L	5.26	1.87	0.36
30	5.26	1.74	0.33
30_conf	5.26	3.02	0.57
30_enc	5.26	4.75	0.90
30_conf_enc	5.26	6.75	1.28

Para a série de ensaios com um embebedimento 84 mm, quando comparado com o valor teórico fornecido pelo ACI318 [4], podemos constatar a partir da Tabela 4.22

Tabela 4.22 que o valor $V_{exp}/V_{teó}$ é de 0.45, mas quando comparado para uma igual situação mas com um embebedimento de 30 mm o valor $V_{exp}/V_{teó}$ é de 0.36, esta diminuição da percentagem de desvio na série 84_L está relacionado com aumento do embebedimento com micro fissuração e a retração superficial do betão durante o período da cura. É espectável que se continuar a aumentar o comprimento de embebedimento o $V_{exp}/V_{teó}$ tende a aproximar-se de 1.

Tabela 4.22: Valores teóricos força ACI318 [4] - série com embebedimento 84 mm

Modelo de ancoragem	Valor teórico ACI318 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
84_L	14.68	6.63	0.45

Para a série de ensaios L_S, quando comparado com o valor teóricos do ACI318 [4], podemos constatar a partir da Tabela 4.23 que o valor $V_{exp}/V_{teó}$ é de 1.12 sendo muito superior quando comparamos com um embebedimento de 30 mm e 84 mm, apesar de neste modelo ocorre os mesmos fenómenos dos outros modelos atrás mencionados micro fissuração e retração superficial do betão, estes dois fenómenos neste modelo não são perceptíveis, pois grande parte da resistência da ancoragem é mobilizada através do cotovelo.

Tabela 4.23: Valores teóricos força ACI318 [4] - série L_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico força ACI318 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
L_S	22.81	25.49	1.12

Para a série de ensaios Ma_S, a rotura da ancoragem deu-se pela cedência do aço, mesmo estando perante de uma rotura do aço o valor $V_{exp}/V_{teó}$ é de 1.21 (Tabela 4.24), podemos atestar que quando comparado com o modelo L_S que a sua resistência tem uma percentagem de desvio superior, podemos assim admitir que esta percentagem podia ainda ser maior se a cedência ancoragem não tivesse ocorrido pela rotura do aço.

Tabela 4.24: Valores teóricos ACI318 [4] - série Ma_S

Modelo de ancoragem	Valor teórico ACI318 [kN]	Valor médio experimental [kN]	$\frac{V_{experimental}}{V_{teórico}}$
Ma_S	26.65	32,32	1.21

4.3.4 Comportamento das ancoragens em betão não fendilhado

No Gráfico 4.1 e no Gráfico 4.2 é apresentado as curvas experimentais médias das séries de ensaios em betão não fendilhados, força - deslizamento, nestes gráficos são apresentadas todas as séries em betão não fendilhadas dos ensaios realizados.

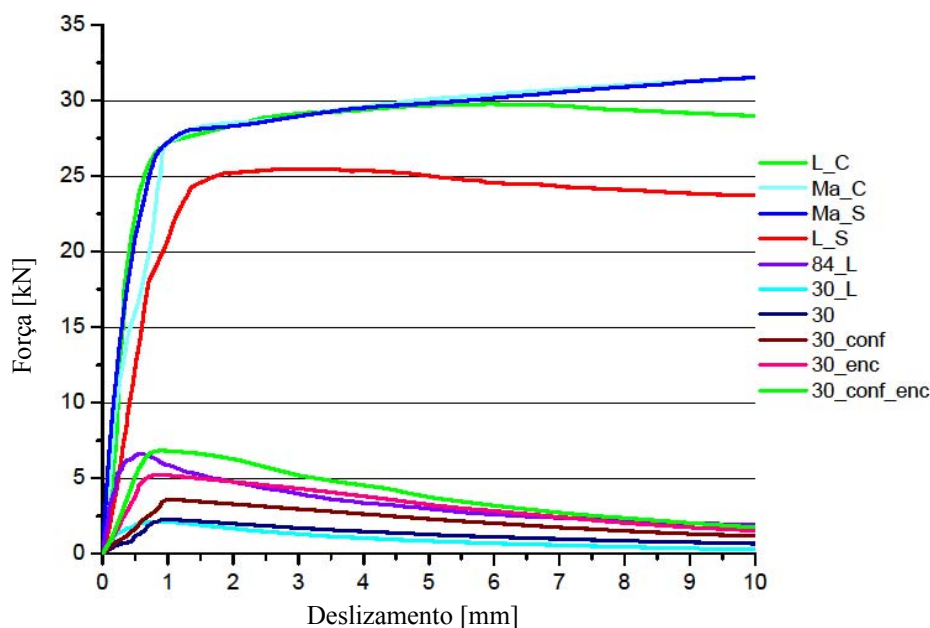


Gráfico 4.1: Força - Deslizamento das diversas séries ancoragem em betão não fendilhados

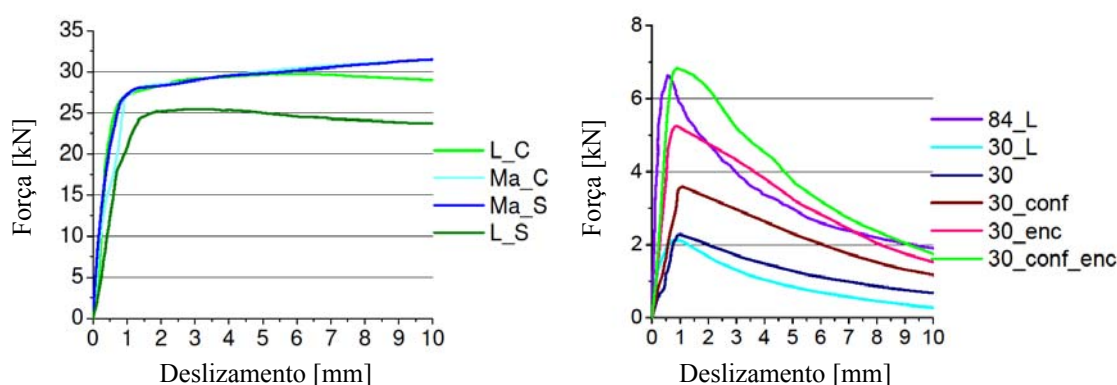


Gráfico 4.2: Força - Deslizamento dos diversos modelos ancoragem em betão não fendilhados

Para a série de ensaios Ma_S e Ma_C, a rotura da ancoragem deu-se pela cedência do aço. Mesmo estando perante de uma rotura do aço a percentagem de desvio entre os dois modelos é de 1% para o mesmo deslizamento (Tabela 4.25). Podemos atestar que, quando comparamos os dois modelos, a introdução do varão transversal não trouxe grande vantagem, pois a força para o

mesmo deslizamento é similar. Isto é justificável pela rotura se ter dado pelo aço e não por aderência do varão ao betão.

Tabela 4.25: Força - deslizamento nas séries Ma_C e Ma_S

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_C	27.23	28.45	28.52	29.37	29.58
Ma_S	27.18	28.24	28.32	29.33	29.52
Desvio %	1.01%	1.02%	1.02%	1.00%	1.00%

Para as séries de ensaios L_C e L_S, pode-se constatar a partir da Tabela 4.26 que a percentagem de ganho para 1 mm de deslizamento é de 30% superior, quando da aplicação do varão transversal, com o aumento da força e consequentemente o aumento do deslizamento, este aumento de resistência que era é 30% na fase inicial, diminuindo para 12% para um deslizamento de 1.8 mm e seguinte. Perante esta análise, podemos concluir que a introdução do varão transversal fez aumentar a rigidez da ancoragem e posteriormente o aumento da sua força resistente.

Tabela 4.26: Força - deslizamento nas séries L_C e L_S

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_C	27.26	28.14	28.36	29.26	29.37
L_S	20.78	25.09	25.21	25.44	25.37
Desvio %	30%	12%	12%	15%	16%

Para as séries de ensaios 30 e 30_L, pode-se constatar a partir da Tabela 4.27 que a percentagem que separa a resistência entre estes dois modelos de ancoragem é de 8%, para um deslizamento de 1 mm, mas atinge 42% para valores de deslizamento maiores. Mesmo estando perante o mesmo tipo de ancoragem estas duas séries de ancoragens foram betonadas em condições diferentes, o betão utilizado na betonagem dos dois modelos ancoragem apresenta um desvio de 6%.

Tabela 4.27: Força - deslizamento nas séries 30 e 30_L

Série	Força [KN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30	2.28	2.06	2.00	1.56	1.48
30_L	2.11	1.77	1.67	1.13	1.04
Desvio %	8%	16%	20%	38%	42%

Para as séries de ensaios 30_conf e 30, podemos constatar a partir da Tabela 4.28 que a percentagem que separa a resistência entre estes dois modelos de ancoragem é de 58% para um deslizamento de 1 mm, à medida que é incrementada mais força esta percentagem vai aumentando. Este aumento da resistência da ancoragem com o aumento de força está diretamente relacionado com o confinamento do varão devido ao efeito da carga que provoca uma maior aderência mecânica, que para o caso da série da ancoragem 30 a força é aplicado ao varão e a transição dessa carga não causa qualquer efeito no betão circundante do varão. Já na série de ancoragem 30_conf a carga é transmitida ao betão junto ao varão provocando assim um aumento da carga no betão circundante do varão encontrando-se sujeito a uma maior compressão e consequentemente a um maior confinamento desse mesmo betão.

Tabela 4.28: Força - deslizamento nas séries 30_conf e 30

Série	Força [KN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30_conf	3.56	3.36	3.29	2.77	2.64
30	2.28	2.06	2.00	1.56	1.48
Desvio %	58%	63%	65%	76%	78%

Para as séries de ensaios 30_enc e 30, podemos constatar a partir da Tabela 4.29 que a percentagem que diverge entre estas duas séries de ancoragem é de 128% para um deslizamento de 1 mm. À medida que é incrementado mais força esta percentagem vai aumentando. Esta divergência nas duas séries de ancoragem está diretamente relacionada com o encamisamento do varão na série 30_enc, com o encamisamento a série de ancoragem 30_enc não se encontra sujeita a micro fissuração e não está exposta aos finos que aparecem na superfície da betonagem, bem como a retração superficial do betão devido à cura do betão que é predominante na superfície do betão.

Tabela 4.29: Força - deslizamento nas séries 30_enc e 30

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30_enc	5.20	4.85	4.77	4.02	3.81
30	2.28	2.06	2.00	1.56	1.48
Desvio %	128%	135%	138%	158%	158%

Para as séries de ensaios 30_conf_enc e 30, podemos constatar a partir da Tabela 4.30 que a percentagem que diverge entre estas duas séries de ancoragem é de 198% para um deslizamento de 1 mm, à medida que é incrementado mais força na ancoragem esta percentagem vai aumentando. Esta divergência das duas séries de ancoragem está diretamente relacionado com o encamisamento e com o confinamento do varão na série 30_conf_enc, com o encamisamento a série de ancoragem 30_conf_enc; não se encontra sujeita a micro fissuração e também não está exposta aos finos que aparecem na superfície da betonagem, bem como a retração do betão devido à cura do betão que é predominante na superfície do betão, para além do encamisamento este modelo de ancoragem também está sujeita à carga confinada que faz aumentar a resistência da ancoragem, conforme já foi descrito anteriormente.

Tabela 4.30: Força - deslizamento nas séries 30_conf_enc e 30

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1,8 [mm]	2 [mm]	3,6 [mm]	4 [mm]
30_conf_enc	6.81	6.42	6.28	4.77	4.53
30	2.28	2.06	2.00	1.56	1.48
Desvio %	198%	211%	214%	210%	210%

Nos Gráfico 4.3 a Gráfico 4.12 é apresentado as curvas experimentais com o máximo mínimo e média das séries de ensaios em betão não fendilhado, força - deslizamento, nestes gráficos são apresentados todas as séries de ensaios em betão não fendilhado dos ensaios realizados experimentalmente.

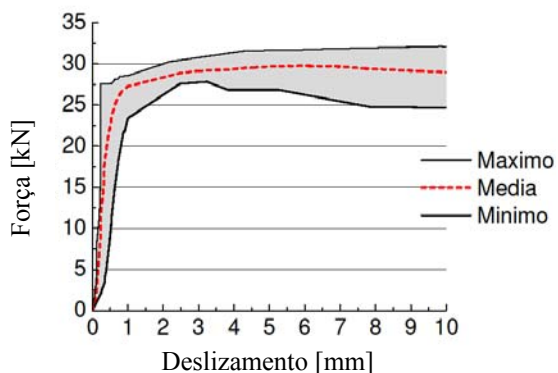


Gráfico 4.3: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média L_C

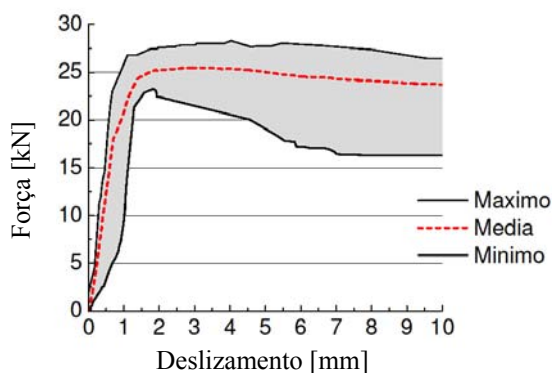


Gráfico 4.4: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média L_S

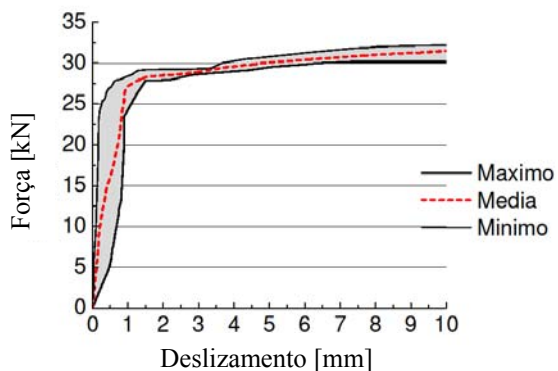


Gráfico 4.5: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média Ma_C

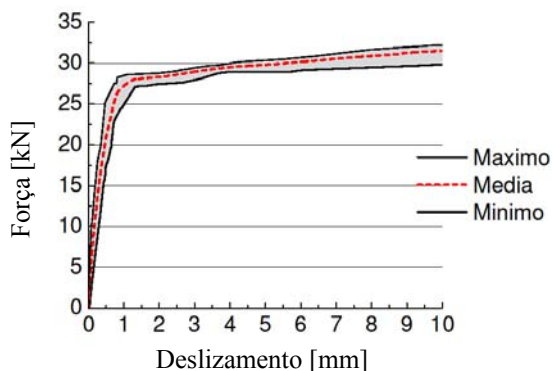


Gráfico 4.6: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média Ma_S

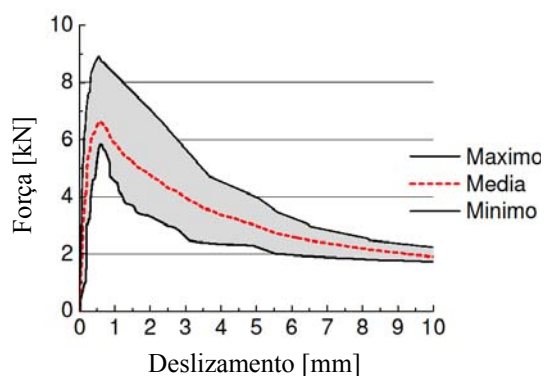


Gráfico 4.7: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 84_L

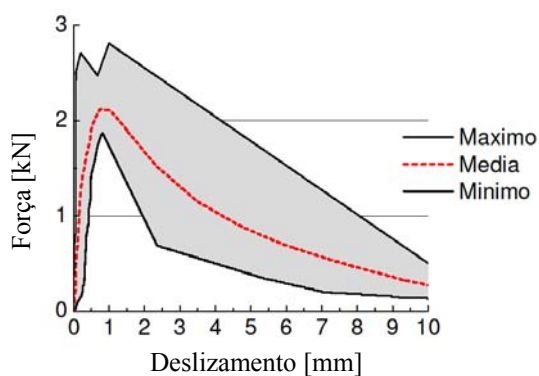


Gráfico 4.8: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_L

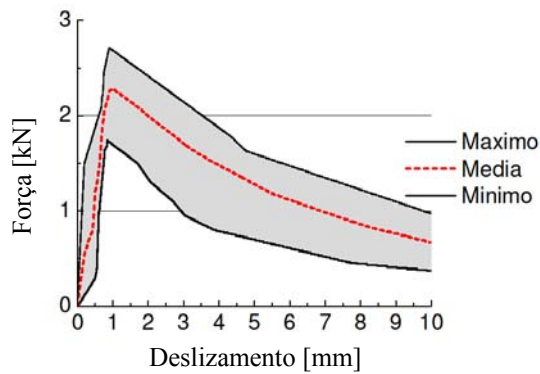


Gráfico 4.9: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30

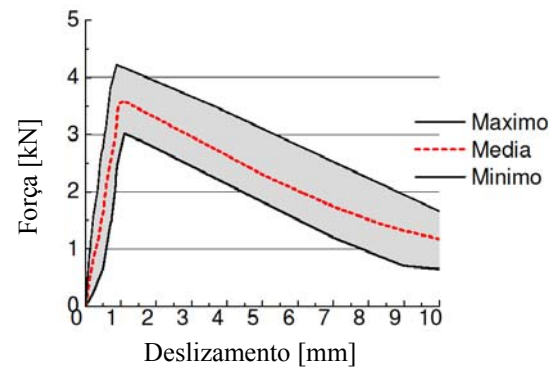


Gráfico 4.10: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_conf

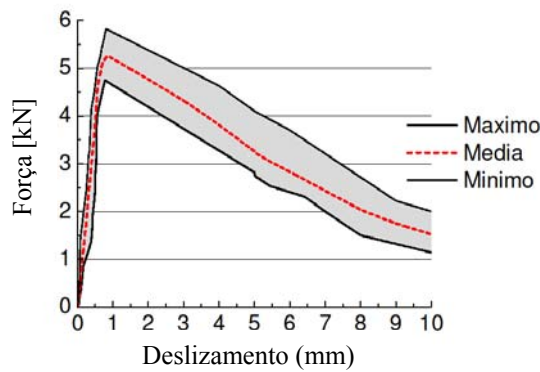


Gráfico 4.11: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_enc

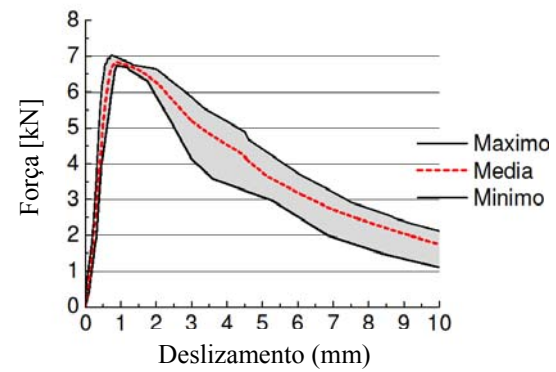


Gráfico 4.12: Força - Deslizamento máximo, mínimo e média 30_conf_enc

4.3.5 Análise da abertura de fenda no comportamento da ancoragem

No Gráfico 4.13 e no Gráfico 4.14 são apresentadas as linhas de tendência com a evolução força - abertura de fenda para todas as séries de ensaios em betão fendilhado.

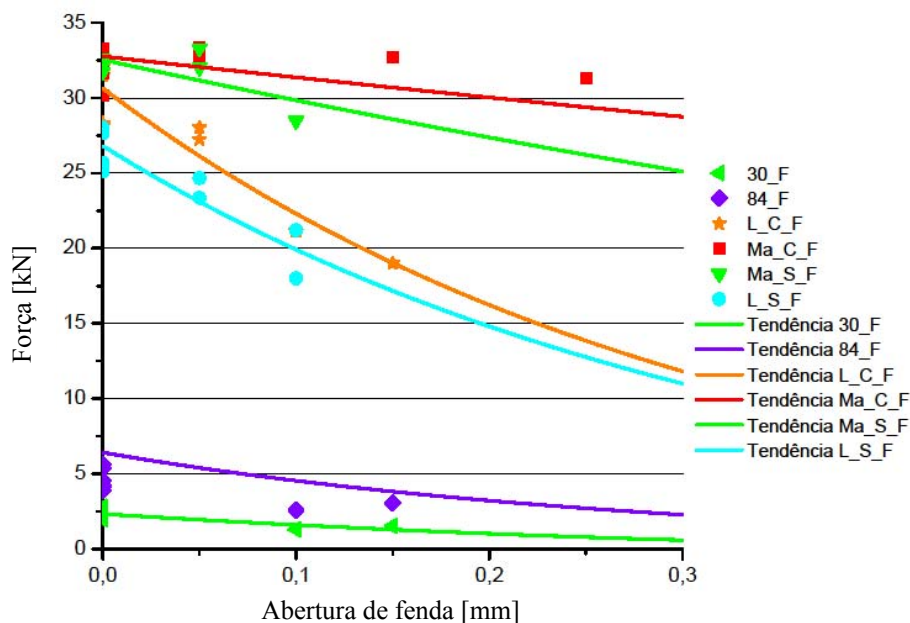


Gráfico 4.13: Linha de tendência com o aumento da fendilhação

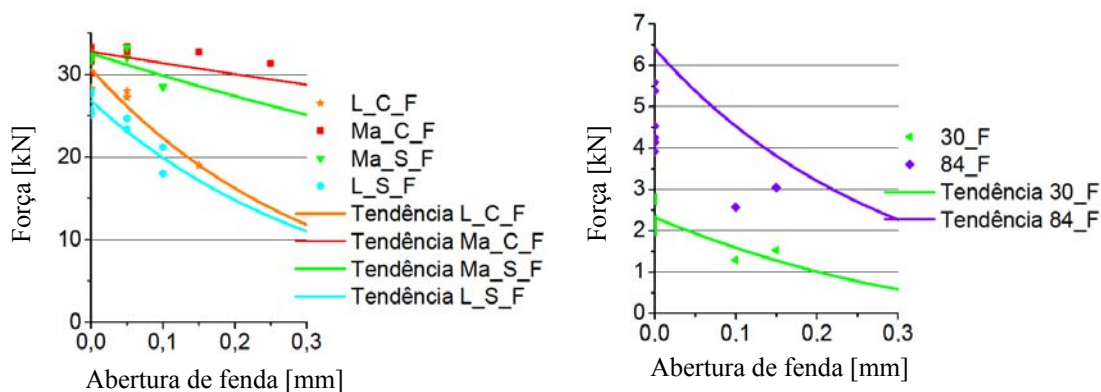


Gráfico 4.14: Linha de tendência com o aumento da fendilhação.

Como pode ser observado no Gráfico 4.13 e no Gráfico 4.14, com o aumento da abertura de fenda a ancoragem vai resistindo cada vez menos para todas as séries de ensaios em betão fendilhado, tal como era esperado. Em relação à série de ensaio Ma_C_F quando comparado com a série de ensaio na Ma_S_F, pode-se constatar que com abertura de fenda, a perda da resistência é mais acentuada na Ma_S_F. Perante esta observação a série Ma_C_F é mais eficiente quando sujeita à fendilhação. Na série de ensaio L_C_F, quando comparado com a série de ensaio de L_S_F, pode-se constatar com o aumento da fendilhação as duas séries tem a tendência de se aproximar. Perante esta observação, pode-se concluir que o varão transversal torna a ancoragem mais resistente em betão não fendilhado mas quando sujeito a betão fendilhado vai perdendo essa eficiência, aproximando-se da série de ensaio L_S_F.

4.3.5.1 Análise da abertura de fenda 0.05 mm

No Gráfico 4.15 é ilustrada a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.05 mm. A tracejado são apresentadas as séries de ensaios em betão fendilhado, que no caso do Gráfico 4.15 representa uma abertura de fenda 0.05 mm, e a linha preenchida representa os valores médios para cada série dos ensaios em betão não fendilhado.

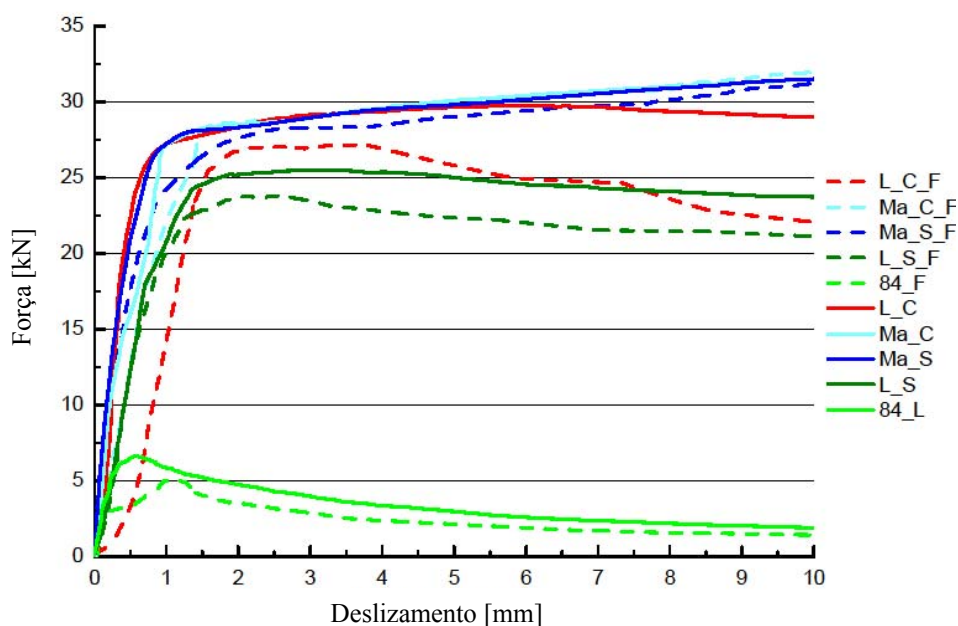


Gráfico 4.15: Não fendilhado - fenda 0.05 mm

Para a série de ensaios Ma_C_F e Ma_C, a rotura da ancoragem ocorreu pela cedência do aço. Mesmo estando perante um rotura do aço, a percentagem de desvio entre os dois modelos é de 18% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.31) e com o aumento do deslizamento essa percentagem vai diminuindo, pode-se assim atestar que quando comparamos os o modelo Ma_C e o modelo Ma_C_F com uma abertura de fenda de 0.05 mm, a perda de resistência é notória para pequenos deslizamentos. À medida que os deslizamentos vão aumentado a resistência tem tendência a convergir.

Tabela 4.31: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.05 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_C	27.18	28.62	28.78	29.37	29.58
Ma_C_F	22.17	28.57	28.65	29.26	29.54
Desvio %	18%	0%	0%	0%	0%

Para as séries de ensaios Ma_S_F e Ma_S, a rotura da ancoragem ocorreu pela cedência do aço. Mesmo estando perante de uma rotura do aço a percentagem de desvio entre os dois modelos é de 11% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.32). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai diminuindo atingindo um desvio de 4% para um deslizamento de 4 mm. Podemos assim atestar que quando comparamos o modelo de ancoragem Ma_S e o modelo de ancoragem Ma_S_F para uma abertura de fenda de 0.05 mm, a perda de resistência é notória para deslizamento de 1 mm; quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm ou superiores os valores tendem a convergir, atingindo um valor de desvio de 4 % na tensão residual.

Tabela 4.32: Força - deslizamento para série Ma_S comparado Ma_S_F para abertura de fenda 0.05 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_S	27.23	28.24	28.32	29.33	29.52
Ma_S_F	24.27	26.27	27.30	27.60	28.46
Desvio %	11%	7%	4%	6%	4%

Para as séries de ensaios L_C_F e L_C, a rotura da ancoragem da série L_C deu-se pela cedência do aço e na série de ensaio L_C_F a rotura deu-se pelo arrancamento do varão, a percentagem de desvio entre os dois modelos é de 48% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.33). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai diminuindo atingindo valores de força muito próximos para um deslizamento de 2 mm, voltando a perder resistência a série L_C_F em comparação com L_C para um deslizamento de 4 mm. Podemos assim atestar que quando comparamos o modelo L_C com o modelo L_C_F para uma abertura de fenda de 0.05 mm, a perda de resistência é notória para pequenos deslizamentos. Quando se passa para deslizamentos 1.8 mm ou superiores os valores tendem a aproximar apresentando um desvio de 6%, apresentando uma tensão residual um valor de desvio de 9%.

Tabela 4.33: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F para abertura de fenda 0.05 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_C	27.26	28.14	28.36	29.26	29.37
L_C_F	14.27	26.25	26.77	27.14	26.91
Desvio %	48%	7%	6%	7%	9%

Para as séries de ensaios L_S_F e L_S, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento do varão. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 4% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.34). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai aumentando atingindo uma perda de resistência entre a série L_S_F e série L_S para um deslizamento de 4 mm de 11 %. Pode-se assim verificar que quando comparamos o modelo L_S e o modelo L_S_F, para uma abertura de fenda de 0.05 mm, a perda de resistência para deslizamentos de 1 mm é menor que nas séries analisadas anteriormente, isto é, quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm ou superiores os valores tendem a divergir apresentando um tensão de desvio de 7% e na tensão residual apresenta um valor de desvio de 11%.

Tabela 4.34: Força - deslizamento para série L_S comparado L_S_F para abertura de fenda 0.05 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_S	20.78	25.09	25.21	25.44	25.37
L_S_F	20.03	23.45	23.68	22.89	22.79
Desvio %	4%	7%	7%	10%	11%

Para a série de ensaios 84_F e 84_L, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento do varão. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 15% para um deslizamento de 1 mm. Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai aumentando atingindo uma perda de resistência entre a série 84_F e a série 84_L para um deslizamento de 4 mm de 30 %. Podemos assim analisar que quando comparamos o modelo 84_L com o modelo 84_F para uma abertura de fenda de 0.05 mm, a perda de resistência para deslizamentos de 1 mm é menor que nas séries analisadas anteriormente. Quando a se passa para deslizamentos de 1.8 mm ou superiores os valores tende a afastar-se apresentando um tensão de desvio de 26%, e apresenta uma tensão residual de 30% de desvio.

Tabela 4.35: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F para abertura de fenda 0.05 mm

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
84_L	5.86	4.93	4.75	3.49	3.37
84_F	5.00	3.66	3.55	2.44	2.38
Desvio %	15%	26%	26%	29%	30%

4.3.5.2 Análise da abertura de fenda 0.10 mm

No Gráfico 4.16 é ilustrado a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.10 mm. A tracejado, são apresentadas as séries de ensaios em betão fendilhado, que no caso do Gráfico 4.16 representa uma abertura de fenda 0.10 mm. A linha preenchida representa os valores médios para cada série dos ensaios em betão não fendilhado.

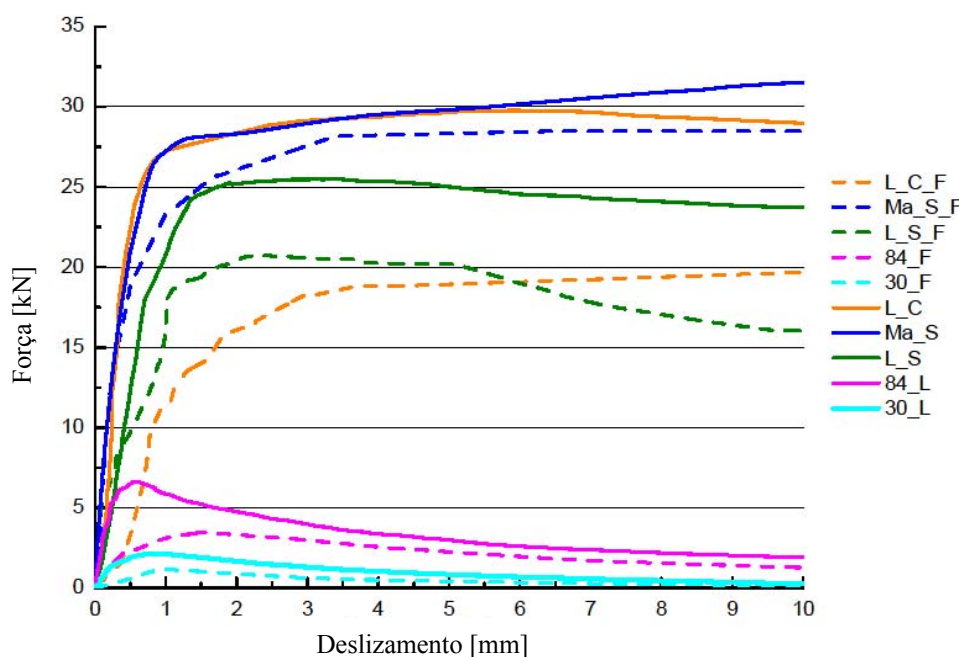


Gráfico 4.16: Não fendilhado - fenda 0.10 mm

Para as séries de ensaios Ma_S_F e Ma_S, a rotura da ancoragem deu-se pela cedência do aço. Mesmo estando perante uma rotura do aço, a percentagem de desvio entre os dois modelos é de 15% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.36). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai diminuindo atingindo uma força muito próxima para um deslizamento de 4 mm. Podemos assim concluir que quando comparamos o modelo Ma_S e o modelo Ma_S_F para uma

abertura de fenda de 0.10 mm, a perda de resistência é notória para deslizamentos de 1 mm, mas quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm ou superiores os valores tendem a confluir, atingindo um valor de desvio de 6 % na tensão residual.

Tabela 4.36: Força - deslizamento para série Ma_S comparado Ma_S_F para abertura de fenda 0.10 mm

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_S	27.23	28.24	28.32	29.33	29.52
Ma_S_F	23.25	25.78	26.08	28.21	28.23
Desvio %	15%	9%	8%	6%	6%

Para a série de ensaios L_C_F e L_C, a rotura da ancoragem da série L_C deu-se pela cedência do aço e na série de ensaio L_C_F a rotura deu-se pelo arrancamento do varão. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 60% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.37). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai diminuindo, constatando-se que quando comparamos o modelo L_C com o modelo L_C_F para uma abertura de fenda de 0.10 mm, a perda de resistência para um deslizamento de 1 mm é notória. Quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm e superiores os valores tende a convergir apresentando um tensão de desvio de 43% para um deslizamento de 2 mm e a tensão residual apresenta um valor de desvio de 36%.

Tabela 4.37: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F para abertura de fenda 0.10 mm

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_C	27.26	28.14	28.36	29.26	29.37
L_C_F	11.37	15.69	16.08	18.73	18.62
Desvio %	60%	45%	43%	36%	36%

Para as séries de ensaios L_S_F e L_S, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 22% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.38), sendo percentagem de desvio constante entre a série L_S_F e série L_S onde para um deslizamento de 4 mm de 20 %. Pode-se assim atestar que quando comparamos o modelo L_S com o modelo L_S_F para uma abertura de fenda de 0.10 mm, a perda de resistência para um deslizamento de 1 mm é menor que nas séries analisadas anteriormente. E quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm ou superiores os modelos de ancoragem tendem a manter a resistência constante apresentando um tensão de desvio de 21%, na tensão residual apresenta um

valor de desvio de 20%, apresentando-se assim uma percentagem homogénea ao longo de todo o desenvolvimento do deslizamento.

Tabela 4.38: Força - deslizamento para série L_S comparado L_S_F para abertura de fenda 0.10 mm.

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_S	20.78	25.09	25.21	25.44	25.37
L_S_F	16.23	19.73	20.42	20.49	20.26
Desvio %	22%	21%	20%	19%	20%

Para as séries de ensaios 84_F e 84_L, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 47% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.39). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai diminuindo atingindo uma perda de resistência entre a série 84_F e série 84_L para um deslizamento de 4 mm de 31 %. Pode-se assim verificar que quando comparamos o modelo 84_L com o modelo 84_F, para uma abertura de fenda de 0.10 mm, a perda de resistência para deslizamentos de 1 mm é mais importante que nas séries analisadas anteriormente. E quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm e superiores o desvio tende aproximar-se apresentando um tensão de desvio de 31%, na tensão residual apresenta um valor de desvio de 31%.

Tabela 4.39: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F para abertura de fenda 0.10 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
84_L	5.86	4.93	4.75	3.49	3.37
84_F	3.11	3.45	3.32	2.73	2.56
Desvio %	47%	31%	31%	32%	31%

Para as séries de ensaios 30_F e 30_L, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento da ancoragem. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 45% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.40). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai aumentando, com uma perda de resistência entre a série 30_F e série 30_L para um deslizamento de 4 mm de 52%. Pode-se assim atestar que quando comparamos o modelo 30_L com o modelo 30_F, para uma abertura de fenda de 0.10 mm e para deslizamentos de 1 mm, é menos importante que nas séries analisadas anteriormente. Quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm e

superiores o desvio tende a divergir apresentando um tensão de desvio de 43% para um deslizamento de 2 mm. A tensão residual apresenta um valor de desvio de 65%.

Tabela 4.40: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F para abertura de fenda 0.10 mm

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30_L	2.11	1.77	1.67	1.13	1.04
30_F	1.33	1.03	0.96	0.45	0.37
Desvio %	37%	42%	43%	60%	65%

4.3.5.3 Análise da abertura de fenda 0.15 mm

No Gráfico 4.17 é ilustrado a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.15 mm. A tracejado são apresentadas as séries de ensaios em betão fendilhado, que no caso do Gráfico 4.17 representa uma abertura de fenda 0.15 mm e a linha preenchida representa os valores médios para cada série de ensaio em betão não fendilhado.

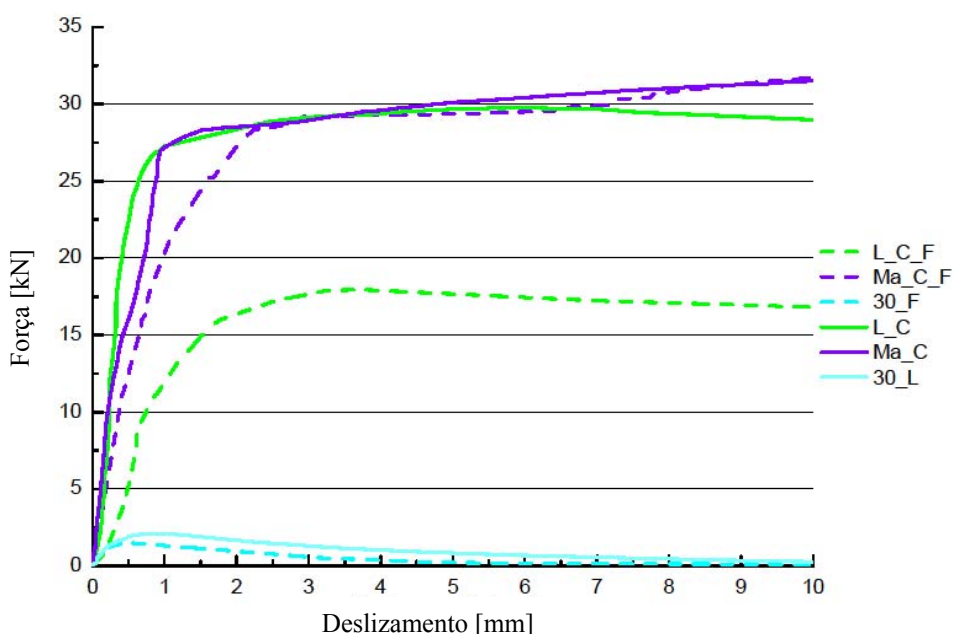


Gráfico 4.17: Não fendilhado - fenda 0.15 mm

Para as séries de ensaios Ma_C_F e Ma_C, a rotura da ancoragem ocorreu pela cedência do aço. Mesmo estando perante uma rotura do aço, a percentagem de desvio entre os dois modelos é de 25% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.41), atenuando-se esta diferença para valores mais

elevados de deslizamentos. Podemos assim analisar que quando comparamos o modelo Ma_C com o modelo Ma_C_F com uma abertura de fenda de 0.15 mm, a perda de resistência é notória para deslizamentos de 1 mm. E quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm e superiores o desvio tende a convergir.

Tabela 4.41: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.15 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_C	27.18	28.62	28.78	29.37	29.58
Ma_C_F	20.30	25.99	27.25	29.25	29.27
Desvio %	25%	10%	5%	0%	0%

Para as séries de ensaios L_C_F e L_C, a rotura da ancoragem da série L_C ocorreu pela cedência do aço e na série de ensaio L_C_F a rotura deu-se pelo arrancamento do varão. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 56% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.42). Com o aumento do deslizamento essa percentagem de desvio vai diminuindo. Pode-se assim atestar que quando comparamos o modelo L_C com o modelo L_C_F para uma abertura de fenda de 0.15 mm, a perda de resistência é notória para deslizamento de 1 mm. Quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm e superiores a percentagem de desvio tende a confluir, na tensão residual apresenta um valor de desvio de 39%.

Tabela 4.42: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F para abertura de fenda 0.15 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_C	27.26	28.14	28.36	29.26	29.37
L_C_F	11.91	16.03	16.36	17.93	17.89
Desvio %	56%	43%	42%	39%	39%

Para as séries de ensaios 30_F e 30_L, a rotura da ancoragem em ambas as séries ocorreu por arrancamento da ancoragem. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 45% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.43). Com o aumento do deslizamento essa percentagem vai aumentando apresentando uma perda de resistência entre a série 30_F e série 30_L para um deslizamento de 4 mm de 52%. Pode-se assim atestar que quando comparamos o modelo 30_L com o modelo 30_F, para uma abertura de fenda de 0.15 mm, a perda de resistência para um deslizamento 1 mm é menos importante que nas séries analisadas anteriormente. Quando se passa

para deslizamentos de 1.8 mm e superiores os valores de desvio tendem a divergir apresentando um tensão de desvio de 47%, a tensão residual apresenta um valor de desvio de 52%.

Tabela 4.43: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F para abertura de fenda 0.15 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30_L	2.11	1.77	1.67	1.13	1.04
30_F	1.15	0.94	0.89	0.54	0.50
Desvio %	45%	47%	47%	52%	52%

4.3.5.4 Análise da abertura de fenda 0.20 mm

No Gráfico 4.18 é ilustrado a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.20 mm. A tracejado são apresentadas as séries de ensaios em betão fendilhado que no caso do Gráfico 4.18 representa uma abertura de fenda 0.20 mm e a linha preenchida representa os valores médios para cada série de ensaios em betão não fendilhado.

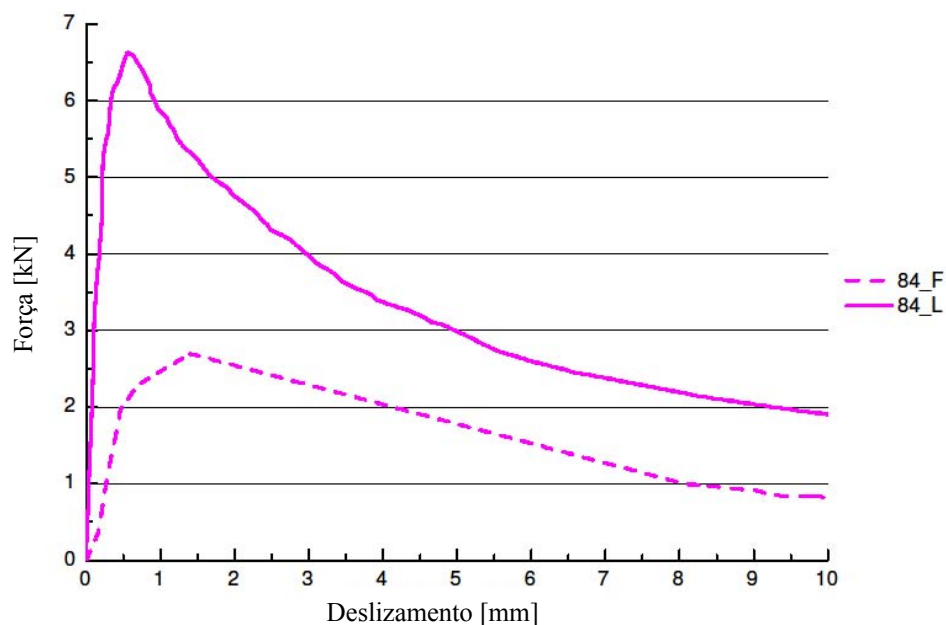


Gráfico 4.18: Não fendilhado - fenda 0.20 mm

Para as séries de ensaios 84_F e 84_L, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 58% para um deslizamento

de 1 mm (Tabela 4.44). Com o aumento do deslizamento essa percentagem de desvio vai diminuindo até atingir um valor de cerca 40% para um deslizamento de 4 mm. Podemos assim atestar, que quando comparamos o modelo 84_L com o modelo 84_F, para uma abertura de fenda de 0.20 mm, a perda de resistência para um deslizamento de 1 mm tem uma grande perda inicial. Quando se passa para deslizamentos 1.8 mm e superiores o valor de desvio tende a descrever, havendo uma maior convergência das duas curvas.

Tabela 4.44: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F para abertura de fenda 0.20 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
84_L	5.86	4.93	4.75	3.49	3.37
84_F	2.47	2.59	2.54	2.14	2.03
Desvio %	58%	47%	47%	39%	40%

4.3.5.5 Análise da abertura de fenda 0.25 mm

Na Gráfico 4.19 é ilustrado a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.25 mm. A tracejado são apresentadas as séries de ensaios em betão fendilhado, que no caso do Gráfico 4.19 representa uma abertura de fenda 0.25 mm, e a linha preenchida representa os valores médios para cada série de ensaios em betão não fendilhado.

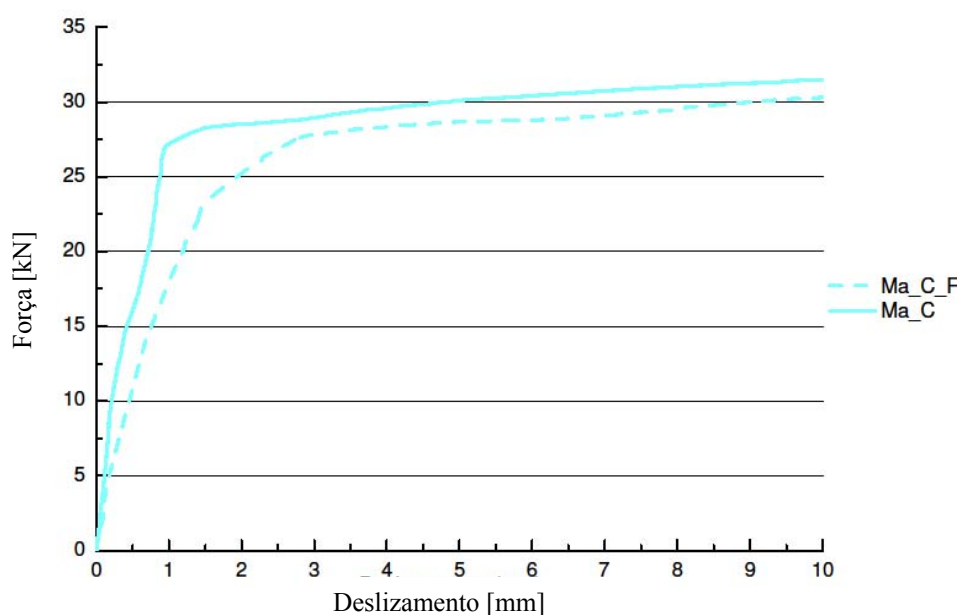


Gráfico 4.19: Não fendilhado - fenda 0.25 mm

Para as séries de ensaios Ma_C_F e Ma_C, a rotura da ancoragem da série Ma_C deu-se pela cedência do aço e na série de ensaio Ma_C_F a rotura deu-se pelo arrancamento do varão. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 33% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.45). Com o aumento do deslizamento essa percentagem de desvio vai diminuindo até atingir um valor de cerca 5% para um deslizamento de 4 mm.

Tabela 4.45: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.25 mm

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_C	27.18	28.62	28.78	29.37	29.58
Ma_C_F	18.24	22.54	23.00	27.72	27.77
Desvio %	33%	21%	20%	5%	5%

4.3.5.6 Análise da abertura de fenda 0.35 mm

No Gráfico 4.20 é ilustrado a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.35 mm. A tracejado são apresentadas as séries de ensaios em betão fendilhado, que no caso do Gráfico 4.20 representa uma abertura de fenda 0.35 mm, e a linha preenchida representa os valores médios para cada série de ensaios em betão não fendilhado.

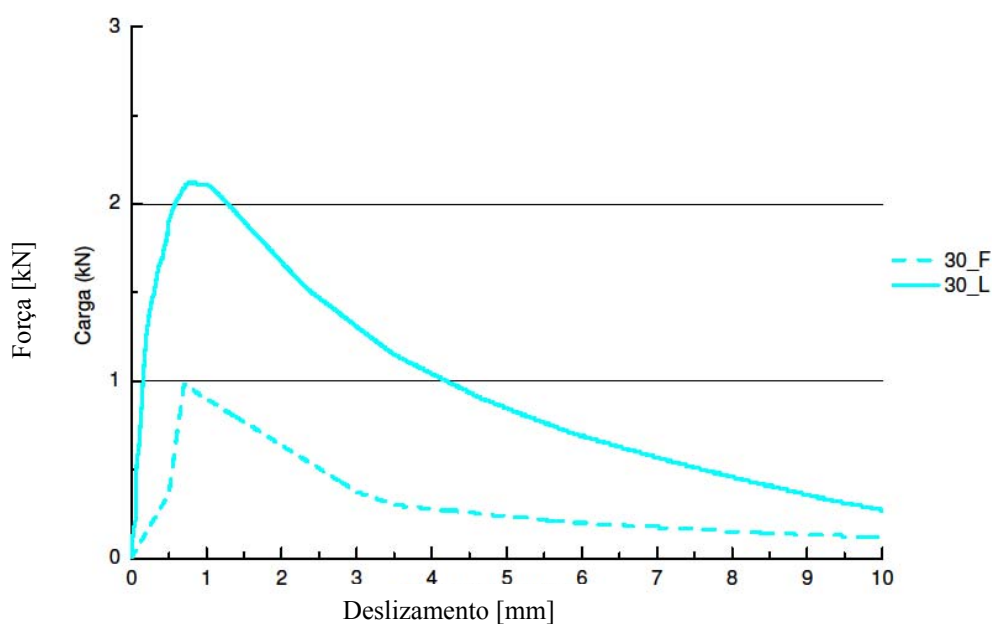


Gráfico 4.20: Não fendilhado - fenda 0.35mm

Para as séries de ensaios 30_F e 30_L, a rotura da ancoragem em ambas as séries deu-se por arrancamento da ancoragem. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 57% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.46), aumentando este desvio com o incremento do deslizamento, atingindo-se um valor de cerca de 73% para deslizamento de 4 mm.

Tabela 4.46: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F para abertura de fenda 0.35 mm

Série	Força [KN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30_L	2.11	1.77	1.67	1.13	1.04
30_F	0.90	0.69	0.64	0.30	0.28
Desvio %	57%	61%	61%	73%	73%

4.3.5.7 Análise da abertura de fenda 0.40 mm.

No Gráfico 4.21 é ilustrado a evolução das séries de ancoragens, para uma abertura de fenda de 0.40 mm. O tracejado é apresentado as séries de ensaios em betão fendilhado que no Gráfico 4.21 representa uma abertura de fenda 0.40 mm e a linha preenchida representa os valores médios para cada série dos ensaios em betão não fendilhado.

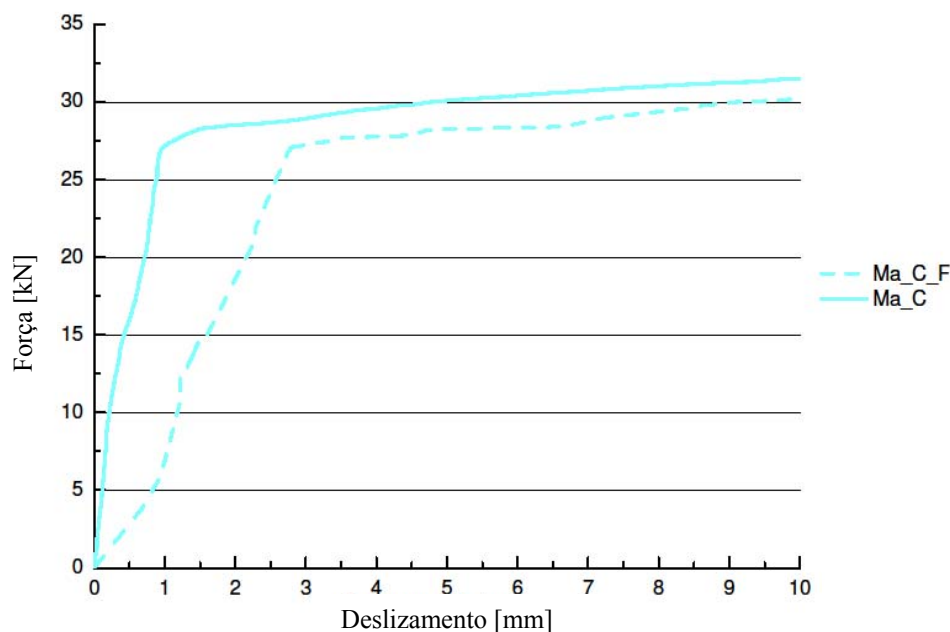


Gráfico 4.21: Não fendilhado - fenda 0.40 mm

Para as séries de ensaios Ma_C_F e Ma_C, a rotura da ancoragem da série Ma_C deu-se pela cedência do aço e na série de ensaio Ma_C_F a rotura deu-se pelo arrancamento do varão. A percentagem de desvio entre os dois modelos é de 75% para um deslizamento de 1 mm (Tabela 4.47), com o aumento do deslizamento essa percentagem de desvio vai diminuindo. Pode-se assim verificar, quando comparamos o modelo Ma_C com o modelo Ma_C_F para uma abertura de fenda de 0.40 mm, a perda de resistência é notória para um deslizamento de 1 mm, quando se passa para deslizamentos de 1.8 mm e superiores o valor de desvio tendem a convergir, apresentando uma tensão de desvio de 35% para um deslizamento de 2 mm, a tensão residual apresenta um valor de desvio de 14%.

Tabela 4.47: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F para abertura de fenda 0.40 mm

Série	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
ancoragem	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_C	27.18	28.62	28.78	29.37	29.58
Ma_C_F	6.92	16.78	18.58	25.41	25.64
Desvio %	75%	41%	35%	14%	14%

4.3.6 Análise do efeito da abertura de fendas em cada modelo de ancoragem

No presente sub-capítulo é feita uma análise às séries de ensaios que foram submetidos a betão fendilhado. Esta análise é feita através da carga máxima que foi atingida em diversos patamares do deslizamento a 1 mm, a 1.8 mm, a 2 mm, 3.6 mm e 4 mm, respetivamente.

4.3.6.1 Modelo L_C

No Gráfico 4.22 é ilustrado a evolução da série de ancoragem L_C quando sujeita a várias aberturas de fenda.

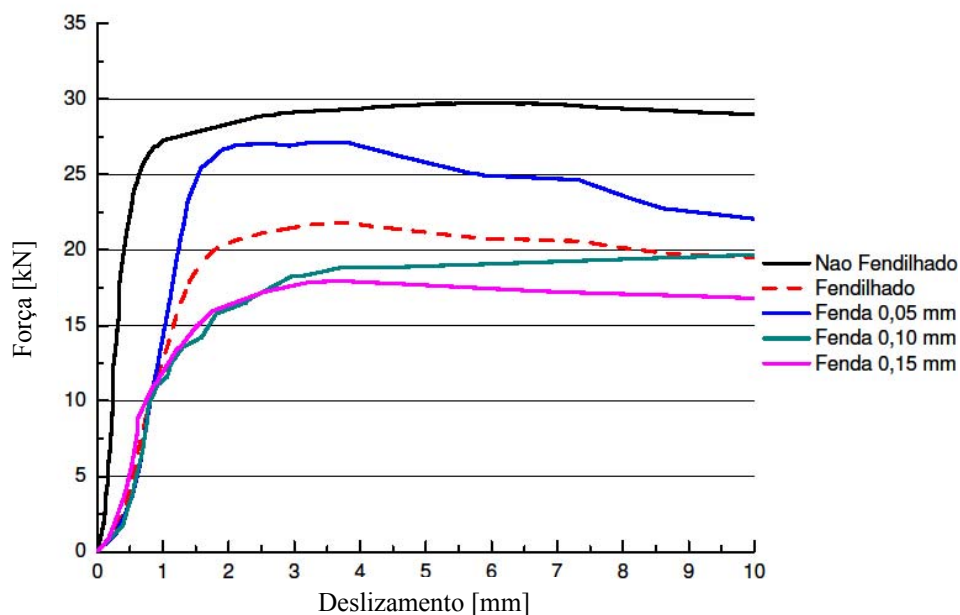


Gráfico 4.22: Efeito da fendilhação na solução L_C

Para a série de ensaio L_C, quando submetido a diversas aberturas de fenda podemos constatar através da Tabela 4.48, que à medida que a ancoragem está exposta a uma maior abertura de fenda a sua capacidade de carga e rigidez diminuem. Pode ser observado que para um deslizamento de 1 mm, os modelos apresentam uma resistência muito baixa, quando comparado com o modelo em betão não fendilhado. À medida que abertura de fenda aumenta, observou-se um decrescimento da capacidade resistente.

Tabela 4.48: Força - deslizamento para série L_C comparado L_C_F abertura de fenda

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_C	27.26	28.14	28.36	29.26	29.37
L_C_F 0.05 mm	14.27	26.25	26.77	27.14	26.91
Desvio %	48%	7%	6%	7%	9%
L_C_F 0.10 mm	11.37	15.69	16.08	18.73	18.62
Desvio %	60%	45%	43%	36%	36%
L_C_F 0.15 mm	11.91	16.03	16.36	17.93	17.89
Desvio %	56%	43%	42%	39%	39%

4.3.6.2 Modelo Ma_C

No Gráfico 4.23 é ilustrado a evolução da série de ancoragem Ma_C quando sujeito a várias aberturas de fenda.

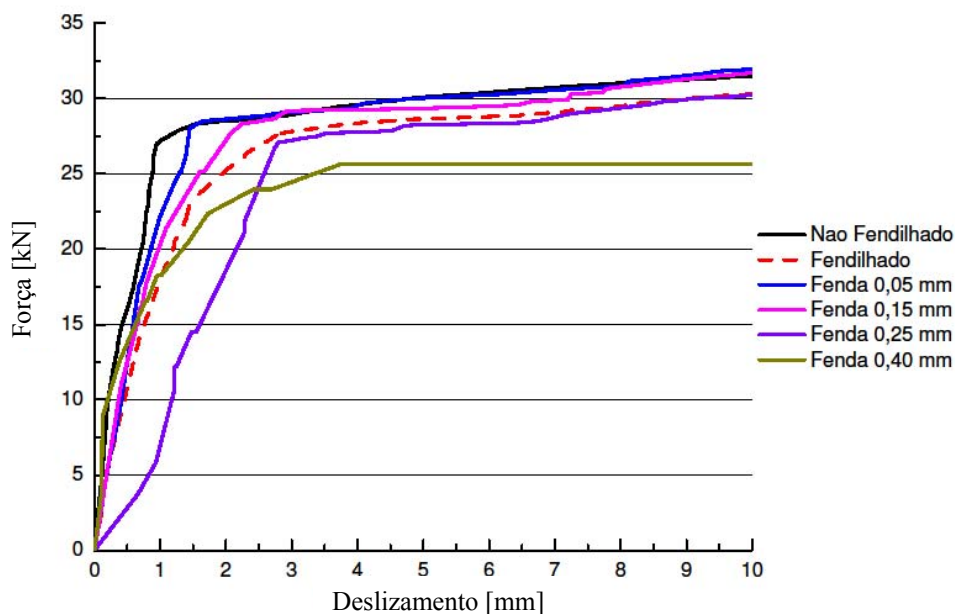


Gráfico 4.23: Efeito da fendilhação na solução Ma_C

Para a série de ensaio Ma_C, quando submetido a diversas aberturas de fenda pode-se constatar, através da Tabela 4.49, que à medida que a ancoragem está exposta a uma maior abertura de fenda a sua resistência para um deslizamento de 1 mm é muito idêntica a quando exposta a betão não fendilhado. À medida que foi incrementado mais carga ou seja quando passamos a deslizamentos de 1.8 mm e superiores aí torna-se evidente a influência da fendilhação na resistência da ancoragem diminuindo assim a sua resistência máxima. Quanto maior a dimensão das fendas, menor a capacidade de carga observada.

Tabela 4.49: Força - deslizamento para série Ma_C comparado Ma_C_F abertura de fenda

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_C	27.18	28.62	28.78	29.37	29.58
Ma_C_F 0.05 mm	22.17	28.57	28.65	29.26	29.54
Desvio %	18%	0%	0%	0%	0%
Ma_C_F 0.10 mm	20.30	25.99	27.25	29.25	29.27
Desvio %	25%	10%	5%	0%	0%
Ma_C_F 0.25 mm	18.24	22.54	23.00	27.72	27.77
Desvio %	33%	21%	20%	5%	5%
Ma_C_F 0.40 mm	6.92	16.78	18.58	25.41	25.64
Desvio %	75%	41%	35%	14%	14%

4.3.6.3 Modelo L_S

No Gráfico 4.24 é ilustrado a evolução da série de ancoragem L_S quando sujeita a várias aberturas de fenda.

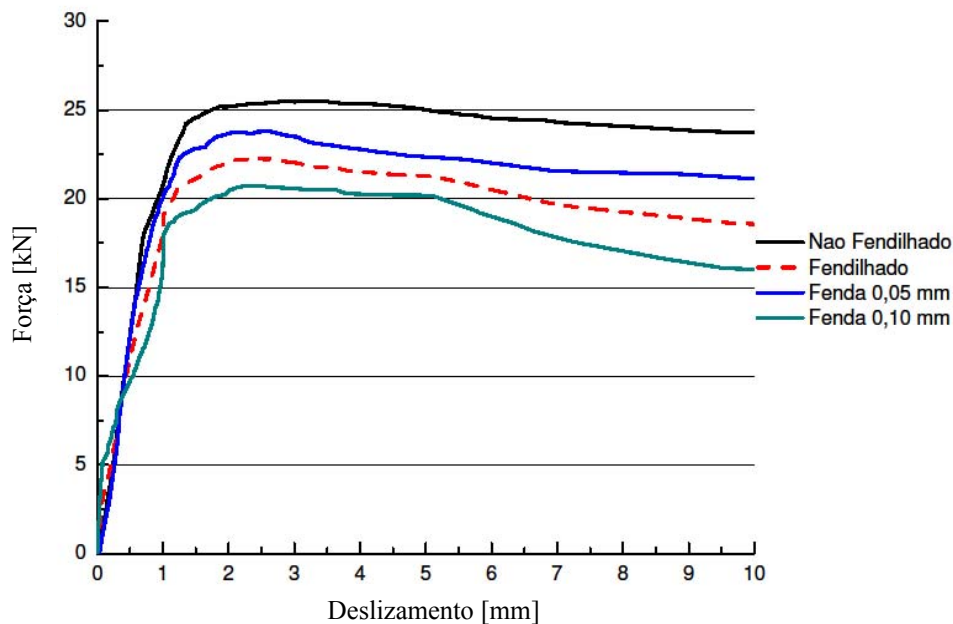


Gráfico 4.24: Efeito da fendilhação na solução L_S

Para a série de ensaio L_S, a quando submetido a diversas aberturas de fenda pode-se constatar, através da Tabela 4.50, que à medida que a ancoragem está exposta a uma maior abertura de fenda a sua resistência diminui. Ao contrário que acontecia na série L_C, onde exista uma grande perda de aderência para deslizamentos de 1 mm, no caso da L_S a perda de aderência é constante quando a série está sujeita a betão não fendilhado. Em contra partida, esta série L_S tem uma grande perda de resistência para deslizamentos de 1.8 mm e superiores, aumentando esta perda com o aumento da dimensão da fenda.

Tabela 4.50: Força - deslizamento para série L_S comparado L_S_F abertura de fenda

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
L_S	20.78	25.09	25.21	25.44	25.37
L_S_F 0.05 mm	20.03	23.45	23.68	22.89	22.79
Desvio %	4%	7%	7%	10%	11%
L_S_F 0.10 mm	16.23	19.73	20.42	20.49	20.26
Desvio %	22%	21%	20%	19%	20%

4.3.6.4 Modelo Ma_S

No Gráfico 4.25 é ilustrado a evolução da série de ancoragem Ma_S quando sujeita a várias aberturas de fenda.

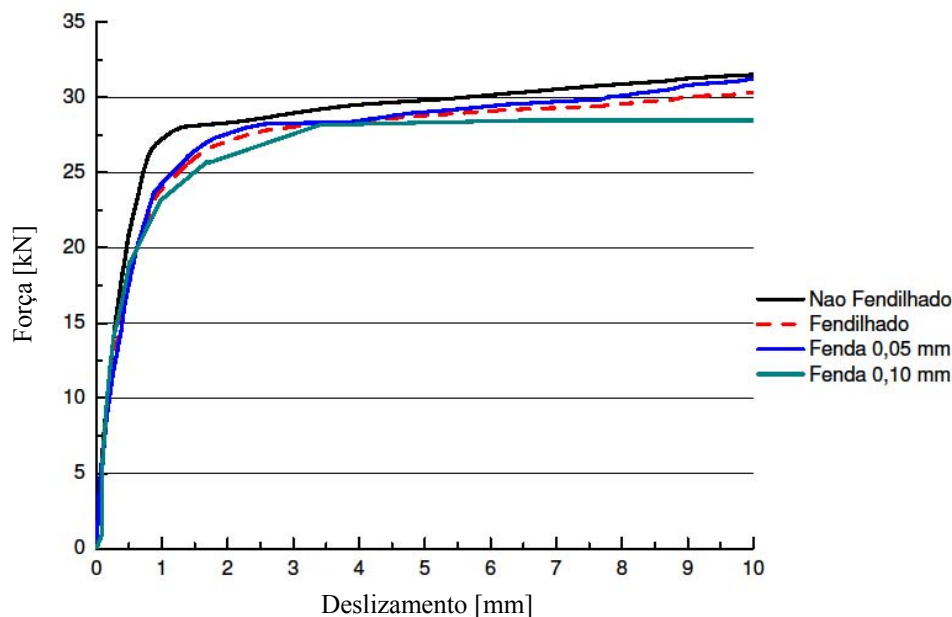


Gráfico 4.25: Efeito da fendilhação na solução Ma_S

Para a série de ensaio Ma_S, quando submetido a diversas aberturas de fenda pode-se constatar, através da Tabela 4.51 que o comportamento da ancoragem é muito idêntica, existindo ao longo de todo o deslizamento uma perda regular da sua resistência. Quando comparando os ensaios em betão fendilhado, com os realizados em betão não fendilhado, observa-se claramente uma perda de resistência, embora esta seja pequena.

Tabela 4.51: Força - deslizamento para série Ma_S comparado Ma_S_F abertura de fenda

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
Ma_S	27.23	28.24	28.32	29.33	29.52
Ma_S_F 0.05 mm	24.27	26.27	27.30	27.60	28.46
Desvio %	11%	7%	4%	6%	4%
Ma_S_F 0.10 mm	23.25	25.78	26.08	28.21	28.23
Desvio %	15%	9%	8%	6%	6%

4.3.6.5 Modelo 84_L

No Gráfico 4.26 é ilustrado a evolução da série de ancoragem 84_L quando sujeita a várias aberturas de fenda.

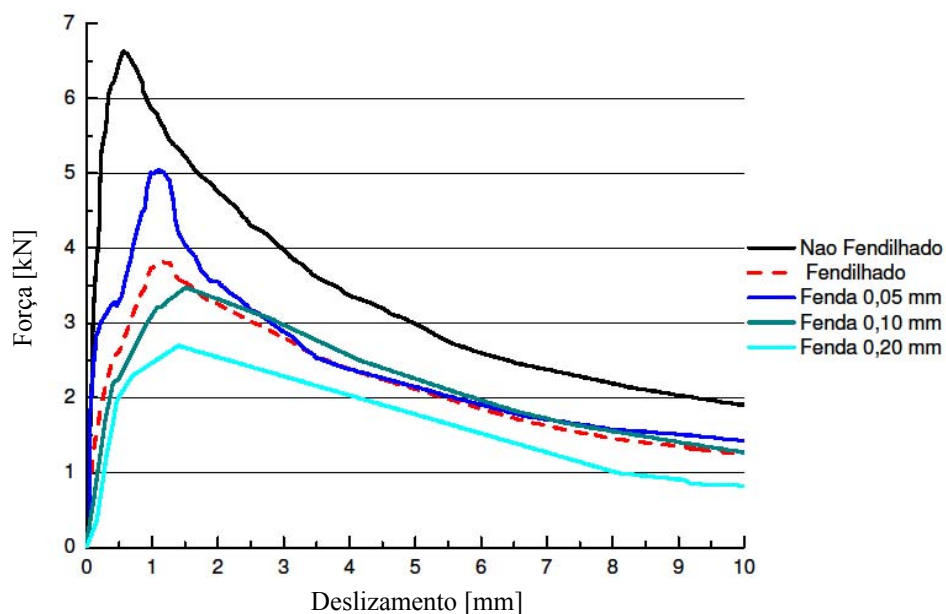


Gráfico 4.26: Efeito da fendilhação na solução 84_L

Para a série de ensaio 84, quando submetido a diversas aberturas de fenda, podemos constatar, através da Tabela 4.52, que à medida que a ancoragem está exposta a uma maior abertura de fenda a sua resistência diminui. Pode ser observado para um deslizamento de 1 mm, os modelos em betão fendilhado apresentam uma resistência muito baixa quando comparado com o modelo em betão não fendilhado.

Tabela 4.52: Força - deslizamento para série 84_L comparado 84_F abertura de fenda

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
84_L	5.86	4.93	4.75	3.49	3.37
84_F 0.05 mm	5.00	3.66	3.55	2.44	2.38
Desvio %	15%	26%	26%	29%	30%
84_F 0.10 mm	3.11	3.45	3.32	2.73	2.56
Desvio %	47%	31%	31%	32%	31%
84_F 0.20 mm	2.47	2.59	2.54	2.14	2.03
Desvio %	58%	47%	47%	39%	40%

4.3.6.6 Modelo 30_L

No Gráfico 4.27 é ilustrado a evolução da série de ancoragem 30_L quando sujeita a várias aberturas de fenda.

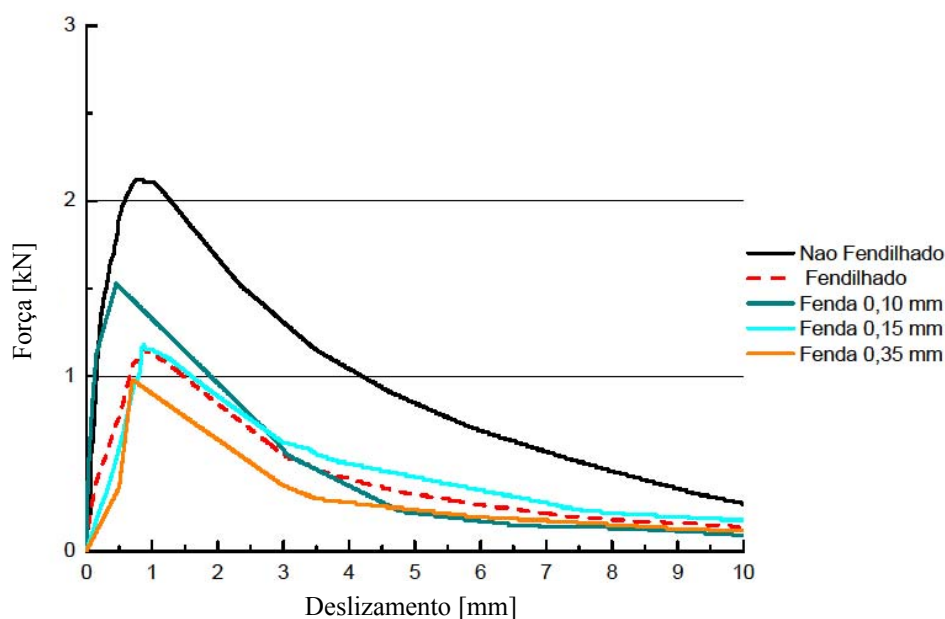


Gráfico 4.27: Efeito da fendilhação na solução 30_L

Para a série de ensaio 34_L, quando submetido a diversas aberturas de fenda, podemos constatar através da Tabela 4.53, que à medida que a ancoragem está exposta a uma maior abertura de fenda a sua resistência diminui. Pode ser observado para um deslizamento de 1 mm, os modelos em betão fendilhado apresentam uma resistência muito baixa quando comparado com o modelo em betão não fendilhado.

Tabela 4.53: Força - deslizamento para série 30_L comparado 30_F abertura de fenda

Série ancoragem	Força [kN] - Deslizamento [mm]				
	1 [mm]	1.8 [mm]	2 [mm]	3.6 [mm]	4 [mm]
30_L	2.11	1.77	1.67	1.13	1.04
30_F 0.10 mm	1.33	1.03	0.96	0.45	0.37
Desvio %	37%	42%	43%	60%	65%
30_F 0.15 mm	1.15	0.80	0.89	0.54	0.50
Desvio %	45%	47%	47%	52%	52%
30_F 0.40 mm	0.90	0.69	0.64	0.30	0.28
Desvio %	57%	61%	61%	73%	73%

4.4 Análise da Evolução das Extensões no Varão Transversal

Os varões transversais aplicados nas ancoragens do tipo modelos L_C, Ma_C, L_C_F e Ma_C_F foram instrumentados com extensômetros elétricos. No presente sub-capítulo é feita uma análise da sua evolução ao longo dos ensaios.

4.4.1 Betão não fendilhado

No Gráfico 4.28 e Gráfico 4.29, podemos analisar que as extensões para o mesmo troço de carga, que a extensões no varão transversal, é inferior na série L_C quando comparado com a série Ma_C, esta extensão deve-se à forma da ancoragem, ou seja a forma em gancho solicita muito mais o varão transversal que a ancoragem em forma de cotovelo.

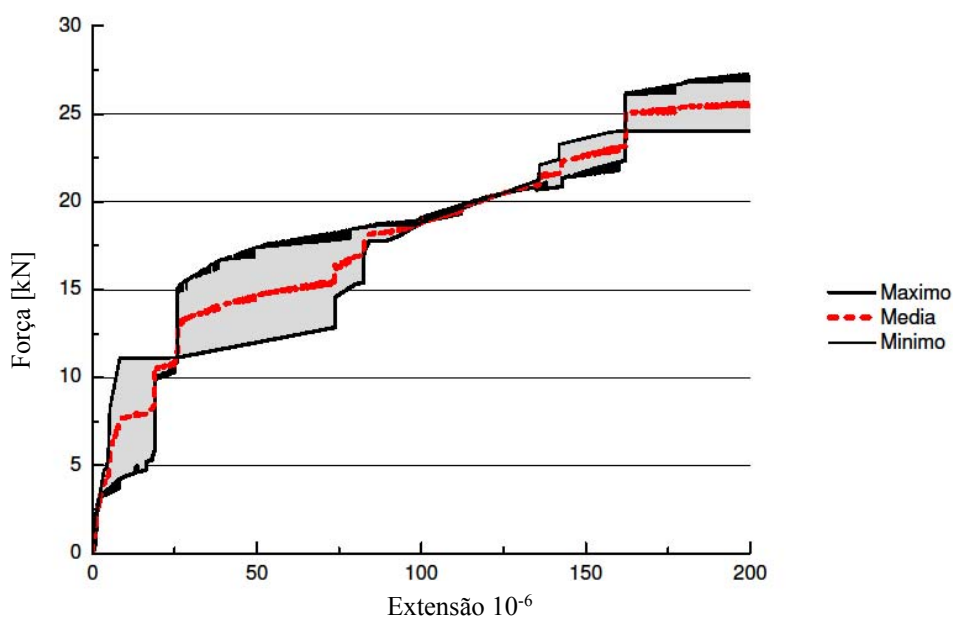


Gráfico 4.28: Carga - extensão na solução L_C

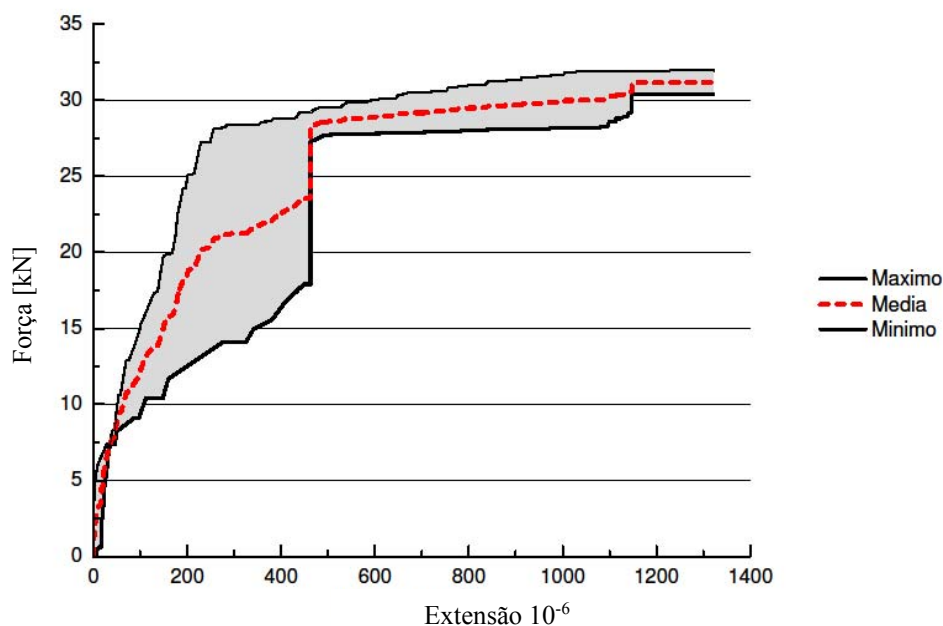


Gráfico 4.29: Carga - extensão na solução Ma_C

4.4.2 Betão fendilhado

No Gráfico 4.30 e no Gráfico 4.31, podemos analisar que as extensões para a mesma carga, que a extensões no varão transversal, é superior na série L_C_F que na série L_C. Na série Ma_C_F a solicitação do varão transversal é superior que na série Ma_C. Para além disso, podemos constatar que à medida que abertura de fenda aumenta a solicitação do varão transversal é inferior para série Ma_F, enquanto que para a série L_C_F à medida que abertura de fenda aumenta a solicitação do varão transversal é superior. Perante isto, pode-se concluir que o efeito de fendilhação causa um aumento na extensão do varão transversal.

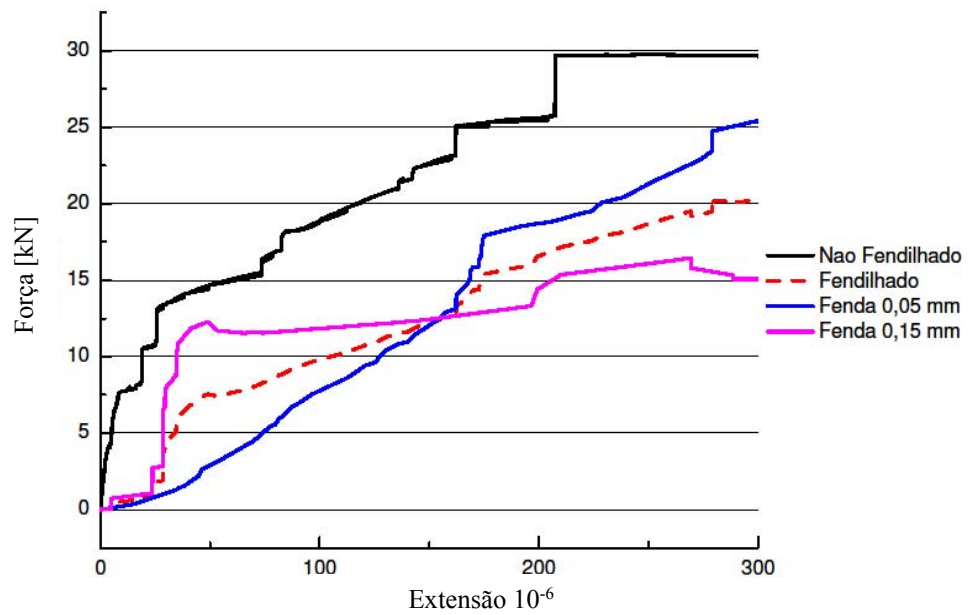


Gráfico 4.30: Carga - extensão fendilhada modelo L_C_F

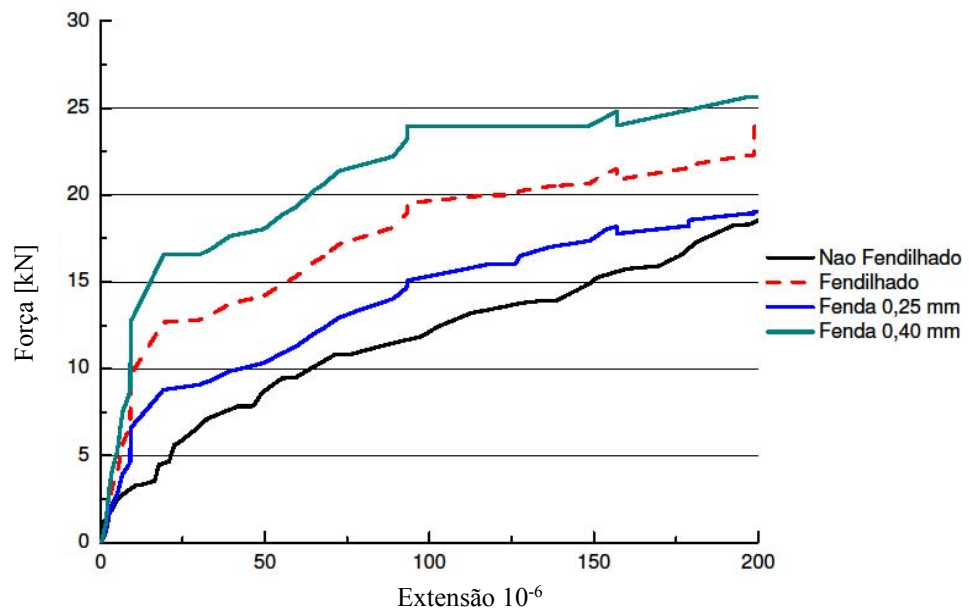


Gráfico 4.31: Carga - extensão fendilhada modelo Ma_C_F

Capítulo 5

Conclusões e Sugestões para Desenvolvimento Futuro

5.1 Conclusões

O presente trabalho caracteriza o comportamento monotônico da aderência entre varões de aço nervurado e betão fendilhado e não fendilhado, através da análise de ensaios de arrancamento “*Pull-Out*”.

Para os ensaios sem gancho com ancoragem reta, foi observado um primeiro troço ascendente até um valor máximo de tensão correspondente a valores de deslizamento bastante pequenos; durante esta fase é a aderência química que contribui para o valor da força exercida. Seguidamente, dá-se a diminuição da tensão de aderência devido à perda da componente química de aderência, restando apenas a componente de atrito e uma pequena parcela da componente mecânica. Finalmente, surge a tensão residual que se mantém aproximadamente constante com o aumento do valor do deslizamento devido a uma componente mínima de atrito e mecânica.

Neste tipo de ensaios realizados, foi possível tirar as seguintes conclusões:

- As previsões utilizando o EC2 para a capacidade resistente da ancoragem, utilizando calculando o f_b através do f_{ck} apresenta resultados próximos aos obtidos experimentalmente. Ficando do lado da segurança, exceto 30_L, 30 e 84_L. Mas quando o f_b é calculado a partir $f_{ctm,sp}$ as séries de ancoragem, que não cumprem a segurança, são as 30_conf, 30_L,30, e 84_L;

- As previsões utilizando MC2010 para a capacidade resistente das ancoragens e para todos os modelos de ancoragem analisados encontram-se do lado da segurança;
- As previsões utilizando ACI318 só os modelos de ancoragem em cotovelo, gancho e reto com encamisamento e carga confinada em simultâneo ou seja a série 30_conf_enc é que se encontram do lado da segurança, podendo-se assim concluir ACI318 é o menos conservativo dos 3 documentos analisados;
- Aplicação de um varão transversal permite obter maiores resistências de ancoragem quando sujeitas a betão fendilhado e betão não fendilhado;
- A introdução do varão transversal no cotovelo permite um aumento da carga de rotura de cerca de 12%;
- Aplicação da carga confinada permite ganhos de 63% na resistência da ancoragem com 30 mm de embebimento;
- Aplicação de 30 mm de encamisamento permite ganhos de 135% na resistência da ancoragem podendo assim concluir que retração superficial e microfissuração tem um papel preponderante na resistência de uma ancoragem;
- Aplicação de encamisamento e em simultânea aplicação da carga confinada permite ganhos na ordem dos 210% na resistência máxima da ancoragem;
- A perda de resistência para a mesma abertura de fenda é maior para as séries com embebimento de 30 mm e 84 mm, podemos assim concluir que o efeito da fendilhação não tem tanta influência na perda de resistência nas séries em, cotovelo e gancho;
- A introdução de varão transversal em betão fendilhado para séries em gancho introduz uma maior perda de resistência para deslizamentos de 1 mm, para deslizamentos de 1.8 mm e 2 mm aumenta a capacidade de carga;
- Aplicação de um varão transversal em betão fendilhado para as séries em cotovelo introduz uma maior perda de resistência da ancoragem;
- A capacidade resistente para todas as séries de ancoragens é inferior com o aumento da largura de fendas, verificou-se um decréscimo da capacidade resistente das ancoragens quando sujeitas a betão fendilhado;
- A ancoragem tipo gancho solicita muito mais o varão transversal que a ancoragem da série tipo cotovelo.

5.2 Sugestões para Desenvolvimento Futuro

De forma a dar continuidade à investigação desenvolvida até aqui, sugere-se que seja estudada a forma como a marcação de identificação do fabricante e o país de origem dos varões nervurados influenciam a aderência dos mesmos, assim como a diferente geometria dos aços A400NR SD e A500NR SD influenciam a relação entre tensão de aderência - deslizamento para vários diâmetros. De modo a obter e recolher informação mais aproximada do fenómeno da aderência entre aço e betão, propõem-se o estudo experimental de um novo método. Através da incorporação de sensores no provete de ensaio, entre os varões de aço e o betão, de forma a indicarem as áreas mais sujeitas às tensões de aderência entre os mesmos, assim como o ângulo de fissuração no decorrer do ensaio, para vários tipos de ancoragens retas, cotovelo e em gancho.

Como proposta mais abrangente que caracterize futuros trabalhos:

- Investigar a influência da corrosão dos varões em ambientes muito agressivos, mas com intervalos de tempo específicos, de modo a avaliar a influência da deterioração da superfície dos varões;
- Estudar o efeito da contaminação dos varões, com óleo descofrante no comportamento da aderência.

Referências Bibliográficas

- [1] AASHTO - "Standard Specifications for Highway Bridges." America Association of States Highway and Transportation Officials, 2001.
- [2] Abrishami, Homayoun H. e Mitchell, Denis. "Simulation of Uniform Bond Stress", Artigo de Científico, ACI Materials Journal / March-April 1992.
- [3] ACI Committee 408. "State of the art report: bond under cyclic loads." Artigo Científico, ACI Materials Journal v. 88, p. 669-673, 1991.
- [4] ACI Committee 318. 318-11 Metric Building Code Requirements for Structural Concrete & Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2011.
- [5] Berger, W. e Eligehausen R. e Hofmann, R. J.. "Bond Behavior of Hooked Rebars for Application in Steel-to-Concrete Joints" Artigo Científico, University of Stuttgart, Germany – 2012.
- [6] Bigaj, Agnieszka. "Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC", Documento de Investigação, Setembro 1995.
- [7] British Standard: BS EN 10080:2005 "Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel – General", 2005
- [8] Castro, C. M. d.. "Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com armadura sob ações repetidas ". Tese de Doutorado , Universidade de São Paulo, 2002.
- [9] CEB-217. "Bulletin d'Information N. 217 - Selected justification notes", Comité Euro International du Béton, April 1993.

- [10] Eligehausen, Rolph e Povov, Egor P. e Bertero, Vitelmo V.. “Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations”, Documento de Investigação, University of California, Berkeley October 1983.
- [11] França, V. H.. “Aderência aço-concreto - Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha”, Tese de Doutorado , Universidade de São Paulo, 2004.
- [12] Federation International du Beton - Bulletin 10. “Bond of reinforcement in concrete - State of art report”. Lausanne, CEB-FIP, p. 435, 2000.
- [13] Federation International du Beton, “Model Code 90, London.
- [14] Federation International du Beton, “Model Code 2010, First Complete Draft”, fib Bulletins”, 2010.
- [15] Fernandes, R. M.. “A influência de ações repetidas na aderência aço- concreto” Tese de Doutorado , Universidade de São Paulo, 2000.
- [16] Fuchs, Werner e Eligehausen, Rolf e Breen, John E.. “Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete”, Artigo Científico, ACI Materials Journal Title No 92-S9, p. 73-94, January – February 1995.
- [17] Lettow, S.. “Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße”, Tese de Doutorado , University of Stuttgart, Stuttgart, 2006.
- [18] Hamilton III, H. R. Gianni G. Ciancone e Antonis P. Michael “Behavior of Standard Hook Anchorage Made With Corrosion Resistant Reinforcement” Artigo de Investigação, University of Florida, June 2008.
- [19] Harajli, M.H. M. Hout e W. Jalkh, “ Local Bond Stress-Slip Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete”, Artigo de Investigação, ACI Materials Journal / July-August, 1995.

- [20] Instituto Português da Qualidade: NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes, 2001.
- [21] Instituto Português da Qualidade: NP EN 12390-1 – Ensaaios do betão endurecido – Forma, dimensões e outros requisitos para os ensaios de provetes e para os moldes, Lisboa, 2003.
- [22] Instituto Português da Qualidade: NP EN 12390-2 – Ensaaios do betão endurecido – Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica, Lisboa, 2003.
- [23] Instituto Português da Qualidade: NP EN 12390-3 – Ensaaios do betão endurecido – Resistência à compressão dos provetes de ensaio, Lisboa, 2003.
- [24] Instituto Português da Qualidade: NP EN 12390-6 - Ensaaios de Betão Endurecido. Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes, 2003.
- [25] Instituto Português da Qualidade: NP EN 10002-1. Materiais metálicos. Ensaio de tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente, Lisboa, 2006.
- [26] Instituto Português da Qualidade: NP EN 206-1 - Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, 2007.
- [27] Instituto Português da Qualidade NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, 2010.
- [28] Kankam, Chales K.. “Relationship of bond Stress, Steel, and Slip in Reinforced Concrete” Artigo Científico, Journal of Structural Engineering, January 1977.
- [29] Kim, Hye Young. “ Code Provisions and Practical design Examples of Hooked Bar Anchorage” Tese de Doutoramento University of Texas, Austrin, 2009.
- [30] Leonhardt, F. e Monnig, E.. “Construções em concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado”, Livro, Rio de Janeiro, 1977.
- [31] Libânio M. Pinheiro. C.D.M.. "Aderência e Ancoragem.", Tese de Doutoramento, 2003.

- [32] Louro, Silva Andrea Couveiro. "Estudo da aderência aço-betão em elementos estruturais de BA", Dissertação de Mestrado Universidade de Aveiro, 2011.
- [33] Minor, John e Jirsa, James O.. "Behavior of Bent Bar Anchorages" Artigo Científico, ACI Materials Journal Title No 72-15, p. 141-149, April 1975.
- [34] Melo, J. "Influência do escorregamento na resposta cíclica de elementos de BA", Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2009.
- [35] Osamu Joh e Yasuaki Goto, "Anchorage Behavior of 90-Degree Hooked Beam Bars in Reinforced Concrete Knee Joins", Artigo Científico, 2000
- [36] Podhorsky, Nichole e Sneed, Lesley. "Evaluation of the Orientation of 90° and 180° Reinforcing Bar Hooks" Tese de Doutorado, U.S. Department of Transportation, January 2012
- [37] Rilem-Fib- Ceb " Bond test for reinforcing steel – 2. Pull-Out test", Matériaux et Constructions, v.6, n.32, p.102-5, 1973.
- [38] Robert, L. Pinc; Michael, D. Watkins e James, O. Jirsa "Strength of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints", Relatório de Investigação, 1977.
- [39] Santos, Ricardo Miguel Ventura. "Avaliação da aderência aço-betão em elementos estruturais de BA", Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2012.
- [40] Shima, Hiroshi e Fukuju, Satoru. " Bond Stress Distribution Along Bar Axis in Hook Anchorage of Deformed Reinforcing Bar " Artigo Científico, ACF International Conference-ACF/VCA,2008.
- [41] Silva, R. D. d.. "Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos", Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2006.
- [42] Tastani, S.P.. "Experimental Evaluation of the Direct Tension Pullout Bond test" Busapest, Artigo Científico, 2002.

[43] Varum, H.. "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings", Tese de Doutorado, Universidade de Aveiro, 2003.

[44] Verderame, G e Ricci, P. De e Carlo, G. e Manfredi, G.. “ Cyclic bond behaviour of plain bars. Part 2: Analytical investigation”, Artigo Científico, Construction and Building Materials, p. 3511 – 3522, 2009.

Apêndice A

A Formulação do Betão

N.º Composição: 343

Designação Produto: NP EN 206-1:C25/30 X0/XC1/XC2 (P) C10/A0 D20 S3

AGREGADOS

Distribuição granulométrica

Peneiro (mm)	Passado acumulado (%)			
	Agregado 1	Agregado 2	Agregado 3	Agregado 4
40	100	100	100	100
31,5	100	100	100	100
20	100	100	86	100
16	100	98	46	100
14	100	90	28	100
12,5	100	64	11	100
10	100	35	2	100
8	100	13	0	100
6,3	100	1	0	100
4	98	0	0	100
2	81	0	0	100
1	60	0	0	100
0,5	35	0	0	100
0,25	14	0	0	100
0,125	2	0	0	100
0,063	1	0	0	100
0,0063	0	0	0	100
Módulo Finura	3,10	6,88	7,52	0,00

Análise Gráfica

Ligante	Agregado 1	Agregado 2	Agregado 3	Agregado 4
13	40	24	23	0

100,0

Distribuição Componentes sólidos (%)

Agregado 1	37,7
Agregado 2	24,0
Agregado 3	24,2
Agregado 4	0,0
Cimento	10,0
Adição	4,1

Composição do Ligante (NP EN 197-1)

% Clinquer	56,8
% Calcário	14,2
% C. Volantes	29,0
% Tot. Adições	43,2
Cimento Tipo	CEM IV/B

	Designação	Fornecedor	Volúmica
Agregado 1	Areia 0/4	A. da Silva, Lda.	2670
Agregado 2	Brita 1 6/14	Sobrissul, S.A.	2710
Agregado 3	Brita 2 10/20	Sobrissul, S.A.	2710
Agregado 4	-	-	0
Cimento	CEM II/ A-L 42,5R	CIMPOR	3040
Adição	Cinzas Volantes	EDP, S.A.	2300
Adjuvante 1	Pozzolith 540	BASF, S.A.	1200
Adjuvante 2			

0,722 Volume absoluto agregados (m³)

0,7 % Adjuvante 1 em peso Ligante

0,0 % Adjuvante 2 em peso Ligante

0,65 Razão A/L máxima

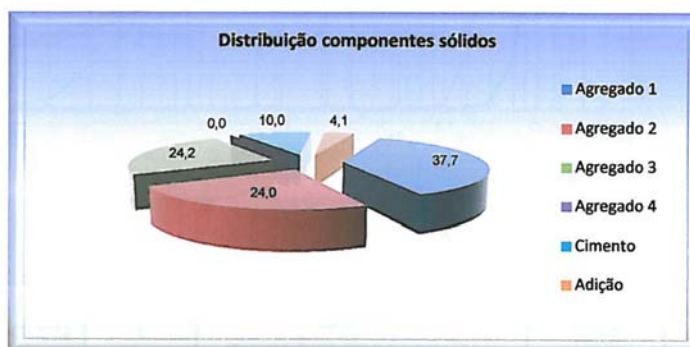
50 Vazios

Componente	Dosagem (Kg/m³)		Cloretos (%)
Agregado 1	825	Dosagem Máxima (Kg/m³)	0,01
Agregado 2	525		0,01
Agregado 3	530		0,01
Agregado 4	0		0,00
Cimento	220		0,08
Adição	90		0,10
Adjuvante 1	2,2	3,3	0,10
Adjuvante 2	0,0	0,0	0,10
Água	115	200	0,16

A/C	0,37	Cimento
% Ligante	13,4	Equivalente
% Agregados	86,6	310
% Cloretos	0,21	
MV	2307	2393

Parâmetros de Faury

Dmáx.	20
Dmáx./2	10,0
A	27
B	2
Y	66,0



RELATÓRIO DE ESTUDO DE COMPOSIÇÃO

N.º Composição: 343

Peneiro (mm)	Passado acumulado (%)	
	Curva Real	Curva Faury
40	100,0	100,0
31,5	100,0	100,0
20	96,7	100,0
16	87,2	88,6
14	81,1	81,9
12,5	71,1	76,5
10	62,2	66,0
8	56,5	62,3
6,3	53,8	58,5
4	52,9	51,7
2	45,9	42,4
1	37,4	34,4
0,5	27,7	27,4
0,25	19,2	21,3
0,125	14,1	15,9
0,063	13,6	11,4
0,0063	0,0	0,0
Módulo Finura	4,59	4,56

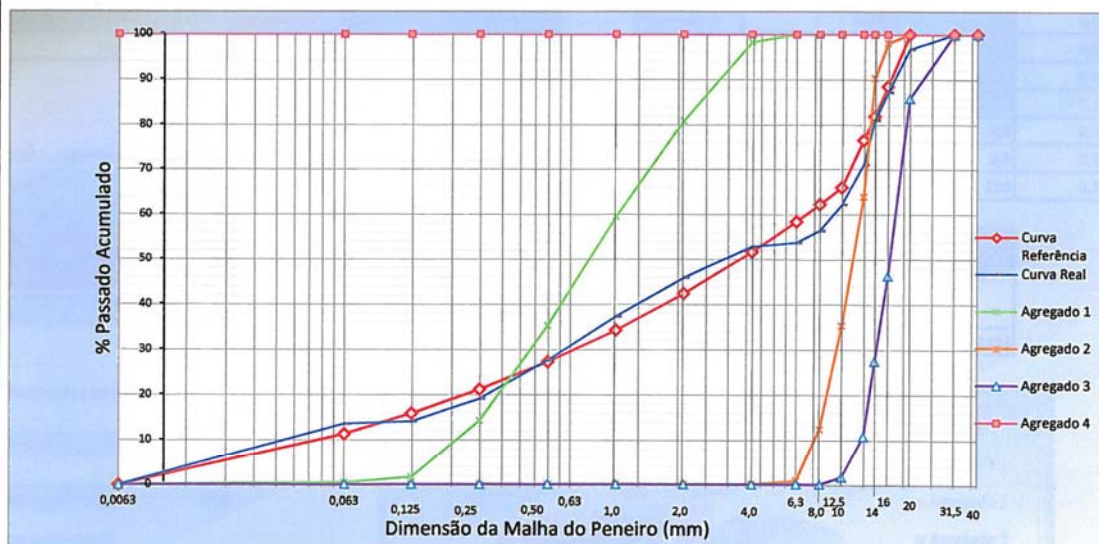
Resultados de Ensaio Iniciais

Inspeções e Ensaio ao
Betão Fresco

Abaixamento (mm)	150
Tipo Abaixamento (Verdadeiro/Deformado)	VERDADEIRO
Cone Invertido (Escoa)	SIM
Molde vazio	1,398 Kg
Molde cheio	9,381 Kg
Massa Volúmica (Kg/m³)	2365
Coesão (Boa/ Má)	BOA
Exsudação (Reduzida, Moderada, Elevada)	MODERADA
Distribuição uniforme	SIM
Tempo entre amassadura e ensaio (min)	25

Idade (dias)	2	7	28	28	28
Molde L.ML/	09.28	09.29	09.30	09.31	09.32
N.º Provete	E166.01	E166.02	E166.03	E166.04	E166.05
A1 (mm)	150	150	150	150	150
A2 (mm)	150	150	150	150	150
H (mm)	150	151	150	151	150
F (KN)	410,0	587,0	794,0	781,0	780,0
M (Kg)			7,969	7,973	7,966
R (Mpa)	18,2	26,0	34,8		
MV (Kg/m³)			2350		
Observação	Razão A/L dosificação: 0,43				

Curva Granulométrica



Data	Estudo	Data	Produto	Amostragem e Ensaio	Produto Verificado e Aprovado
Estudo	Realizado por:	Colheita	C/NC	Elaborados por:	Aprovado por:
02-01-2012	<i>[Assinatura]</i> (M.ª Inês Almeida)	03-01-2012	C	<i>[Assinatura]</i> (Ermezindo Ferreira/ Paulo Soares/ José Bento)	31-01-2012 <i>[Assinatura]</i> (M.ª Inês Almeida)

Apêndice B

B Certificado de Inspeção do Aço

CERTIFICADO DE INSPEÇÃO
TIPO 3.1 EN 10204-04

L.M. PÉREZ
FIBRUS

VALE SEPAL-VOA DAS FAIAS MAZARRES APDO.161
LEIRIA

Entrega: 241202780
Pedido: 141014346
Ref. Cliente: 235

324

celsa atlantic
S.L.

ASINOR
ER
Sistema
de inspeção
por ultrassom

certif
CERTEFICADO
PRG-BEENH

Fecha 07.03.2012 Pag 1 / 2

A 500 NR SD

LNCE E-460

ACECOR


DESCRIÇÃO DO MATERIAL	VAZAMENTO	DIÂMETRO mm	COMPRIM. N° AT/BOB	PESO	Sec. Nom. MM2	Re MPA	Re/ReNom MPA	Rm MPA	Rm/Re	Agt %	A5 %	a MM
A 500 NR SD D.08 L.12	FR516556	08,0	11	25260,000	60,27	545	1,09	658	1,21	8,8	22,2	0,66

1 MPa = 1 N/mm²

ANÁLISE QUÍMICA (% EM PESO)				OUTROS					
VAZAMENTO	C	P	S	Ca	N	Ceq	Dob/Qual	Clotico	Fatiga
FR516556	0,20	0,028	0,016	0,50	0,0081	0,42	OK	OK	OK

As características relativas à geometria das nervaduras do aço satisfazem os valores estipulados no Documento de Classificação LNCE DC172 OU DC285 ABR10

Todos os valores correspondem a amostras colhidas aleatoriamente cada 30 t e pertencentes o vazeamento a diâmetro especificados.



CELSA ATLANTIC S.L.
Larazña
CELSA ATLANTIC, S.L.
Jesus Rama, Rvd de Qualidade
P.D. O Analista de Turno

FC-09-02 Ed.00

CERTIFICADO DE INSPEÇÃO

TIPO 3.1 EN 10204:04

L.M. PEREIRA
FERRAS

VALE SEPAL-VOA DAS FAIAS MAZARRES APD0.161

L. E. EMMETT

Entrega: 241202780

Pedido: 141014346

Ref. Cliente: 235



Fecha 07.03.2012 Pag 2 / 2

A 500 NR SD

LNEC E-460

ACECOR

DESCRIÇÃO DO MATERIAL	VAZAMENTO	DIÂMETRO mm	COMPRIM.	Nº AT/BOB	PESO	c1_PT MM	c2_PT MM	c_PT MM	F ₀ MM	F ₁		
A 500 Wt BO 0,08 L12	PRE16956	06,0	12,00	11	25200,000	5,41	5,41	5,41	3,32	0,073		

1 MPa = 1 N/mm²[illegible]

As características relativas à geometria das nervaduras do aço satisfazem os valores estipulados no Documento de Classificação UNEC DC172 OU DC285 ABR10.

Todos os valores correspondem a amostras colhidas alternadamente cada 30 t e pertencentes o mesmo e diâmetro especificados.



Os resultados obtidos nos controlos efectuados os vazamentos indicados, apresentados com a norma UNEC E-160, para a qualidade A 500 NR SD.

Larache
CELSA ATLANTIC, S.L.
Jesús Pardo, Rival de Oquendo
P.O. O Analista de Turno



